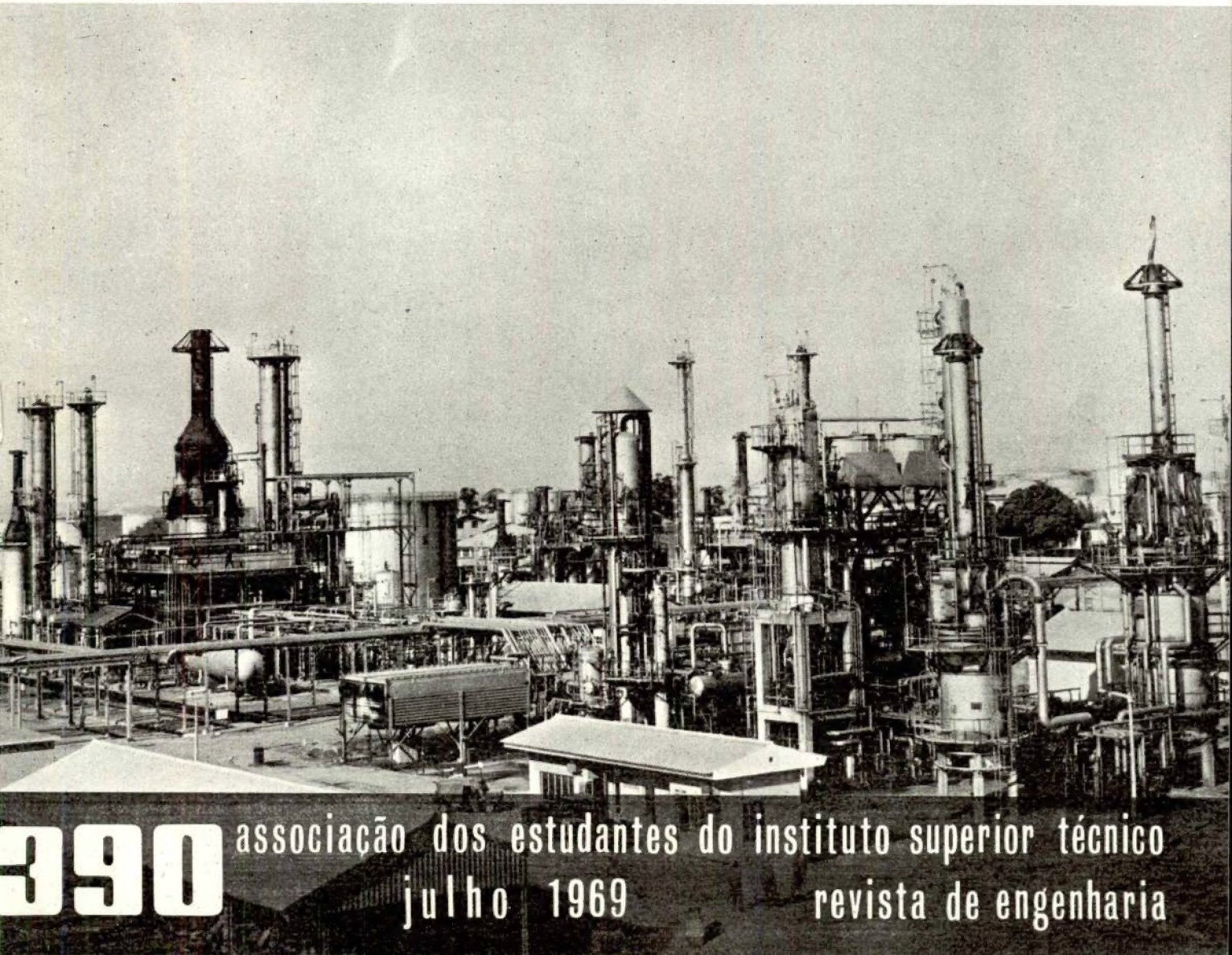
técnica



390 associação dos estudantes do instituto superior técnico
julho 1969 revista de engenharia

HELIAÇO

VARÕES DE AÇO DE ALTA RESISTÊNCIA PARA BETÃO ARMADO TIPO A. 40
(«Heliaço» e «SNT 40»)

TENSÕES DE SEGURANÇA
Ra = 2400 kg/cm²
e
Ra = 4000 kg/cm² (SISMOS)

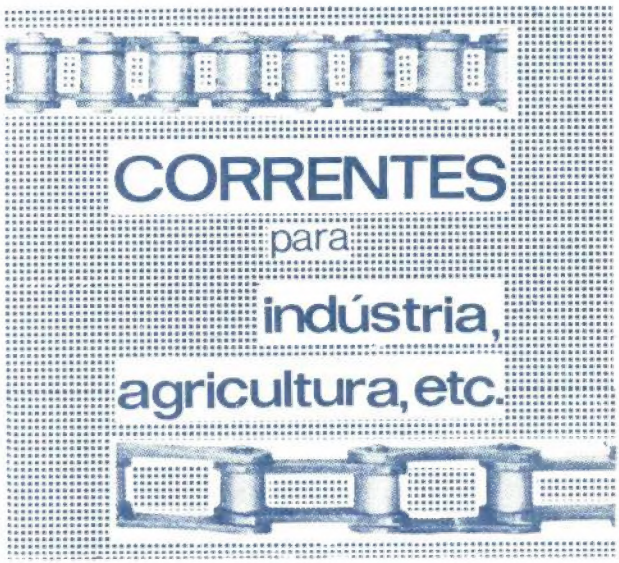
Literatura e Tabelas de Cálculo fornecidas gratuitamente

HELIAÇO, LDA.

R. DE S. JULIÃO, 41, 4.º D. — LISBOA

Tel.: 36 78 17 - 32 37 06 - 36 94 77

REGINA-EXTRA
REX-REGINA



AUTO ~ LUSITANIA
ALFREDO DUARTE, L.da
AVENIDA DA LIBERDADE, 73-77
LISBOA

UNIÃO ELÉCTRICA PORTUGUESA

S. A. R. L.

SEDE
Rua de Alexandre Herculano, 244 — PORTO
TELEFONES: 2 76 76 / 77 / 78 / 79 — Est. 90

DELEGAÇÃO
Rua Rosa Araújo, 35 — LISBOA
TEL.: 73 11 81/82/83/84/85/86 - 73 33 33 - 48 49 1

●

ELECTRICIDADE DO LINDOSO E DAS CENTRAIS DO FREIXO E DA CACHOFARRA

●

A UNIÃO ELÉCTRICA PORTUGUESA distribui, pela mais extensa rede de alta tensão em Portugal (cerca de 2 500 km), energia eléctrica em 70 concelhos, nos distritos de VIANA DO CASTELO, BRAGA, PORTO, AVEIRO, COIMBRA, VISEU, LEIRIA, SETÚBAL e ÉVORA.

CIMENTO SECIL

SECIL

Fábrica:
Outão — Setúbal
Telef. 228824/5

Escritório:
R. do Comércio, 56-3.º
LISBOA 2
Telef. 328201/2/3

técnica

NÚMERO 390 JULHO DE 1969 ANO XLIV VOLUME XXXI PUBLICAÇÃO MENSAL

Corpo Redactorial

João M. Pereira
João Soares Alves
Rui Coutinho Torrinha
Silvério de Sousa Mendes

Editor e Proprietário

Associação dos Estudantes do Instituto Superior Técnico

Redacção e Administração

Avenida Rovisco Pais
Telefone 77 54 49
Lisboa 1

Assinaturas

		5 N.os	10 N.os
Continente e Ilhas	—	70$00	130$00
Ultramar, Brasil e Espanha	—	80$00	140$00
Estrangeiro	—	90$00	150$00

Número avulso — 20$00

Não se publica em Agosto e Setembro.

Os artigos assinados são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Composto e impresso na Tipografia Jorge Fernandes, Lda. — Rua da Cruz dos Poiais 108 — Lisboa

SUMÁRIO

511 *J. FERRY BORGES, J. GRASES e A. RAVARA* — **Behaviour of tall buildings during the Caracas earthquake of 1967.**
Comportamento de edifícios altos durante o sismo de Caracas de 1967.

525 *MOURA ESTEVES* — **Nota sobre a influência nas construções das vibrações dos terrenos provocadas por explosões.**
Note on the influence on structures of blast vibrations in the soil.

553 *SILVESTRE ANTUNES* — **Condução do calor em regime não permanente, de um filme para dois meios semi-infinitos.**
Non permanent heat flow, from a film to two semi-infinite media.

541 *BRAZÃO FARINHA* — **Planificação de obras.**
Planning of works.

553 **Nota Técnica**
Novos materiais de construção.

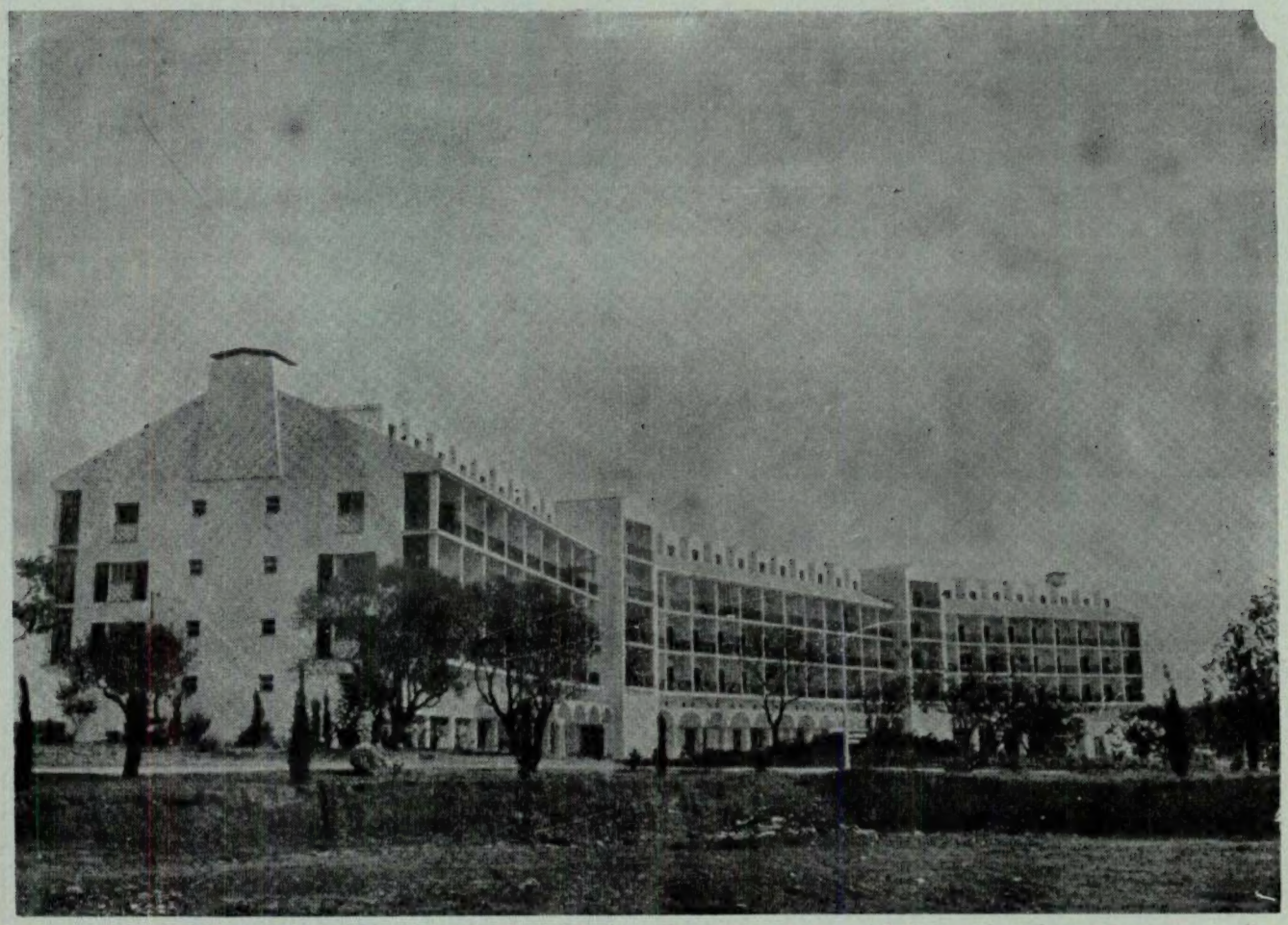
532-552 **Notas informativas.**
Elementos sobre a produção e o consumo de energia na rede eléctrica nacional.

557 **Bibliografia**

CAPA: SONAREP — Vista geral da refinaria de Lourenço Marques.

ÍNDICE ALFABETICO DOS ANUNCIANTES

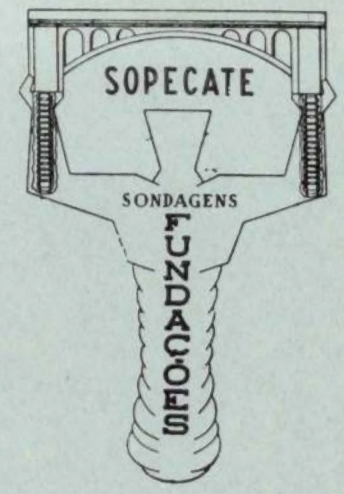
	Pág.
A. Johnson & Co (Portugal), Ltd.	XXX
Aguiar & Melo	XXIX
Asea Eléctrica	V
Auto-Lusitânia	2.ª da capa
Centro Técnico Hospitalar	XXXI
Cimento Secil	2.ª da capa
Cometna	XXII
Companhia de Cimentos Brancos	VI
Construções Técnicas	XVII
Dial	XXI
Electro-Arco, Lda.	II
Empresa de Cimentos de Leiria	XXXII
Empresa Electro Cerâmica	XXV
Empresa de Produtos Asfálticos	X
Empresa de Sondagens e Fundações Teixeira Duarte, Lda.	3.ª da capa
Empresa Técnica de Equipamentos Eléctricos	XI
Empresa Ultramarina de Sondagens e Fundações	XVI
Fábrica Portugal	XXVI
Fanafel	XVI
Fundações Franki, Lda.	I
Frapil	XV
Guedes & Almeida, Lda.	VIII e XX
Harker Sumner	XXIV
Heliaço	2.ª da capa
INA	VII
Isola	XX
Jayme da Costa, Lda.	XIX
Johann Keller	V
J. F. Azevedo e Silva	IV
J. Roma	VII
MAGUE	XIII
Mendes de Almeida, S A.R.L.	XXIII
Novobra, Lda.	XXV
Nucleon	V
Prisma	XXI
Rotring	XXVIII
Siemens	4.ª da capa
Soc. Industrial Metalúrgica	XXV
Soc. Michäelis Vasconcelos	XII
Sociedade Portuguesa Cavan	VI
Somague	XXVII
Sondagens e Fundações A. Cavaco	II
Sondagens Ródio, Lda.	VII
Sopecate	II
SPESA	XIV
Standard Eléctrica	IX
TUDOR	XXI
União Eléctrica Portuguesa	2.ª da capa
Wild Portugal, Lda.	III



HOTEL DO GOLFE DA PENINA - ALGARVE

Assente sobre Estacas FRANKI

FUNDAÇÕES FRANKI L.DA



sopecate

sondagens - fundações

ESCRITÓRIO: RUA DO ARSENAL 146 2.º TELEFONES 3 40 10 - 32 02 08 LISBOA

• ESTUDOS, PESQUISAS E CAPTAÇÕES DE ÁGUA

• SONDAGENS

• REBAIXAMENTO DE NÍVEIS AQUÍFEROS

• FUNDAÇÕES

SONDAGENS E FUNDAÇÕES A. CAVACO, LDA.

R. RODRIGO DA FONSECA, 62, R/C ESQ. — LISBOA - 1

- TELEF. 56 11 71/72/73

ELECTRO-ARCO, L.DA

ELÉCTRODOS ✦ POSTOS ✦ ACESSÓRIOS

PARA A SOLDADURA ELÉCTRICA

*

MATERIAL APROVADO PELOS

LLOYD'S REGISTER OF SHIPPING
BUREAU VERITAS
GERMANISCHER LLOYD

—

LISBOA
Rua Silva Carvalho, 239
Tels. 68 36 49 - 68 48 93

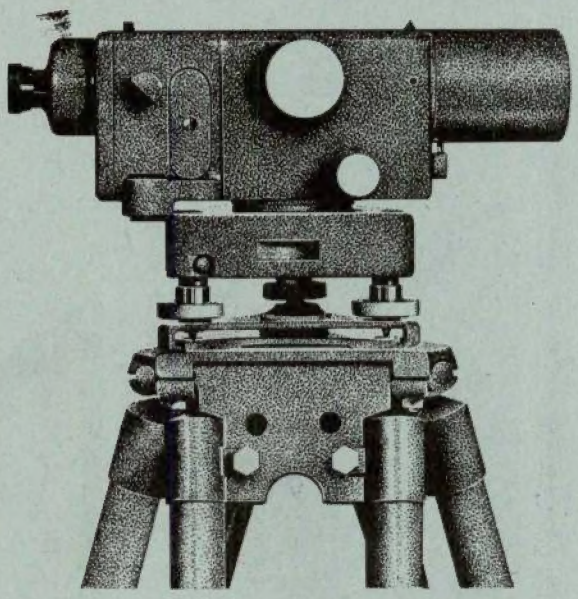
FÁBRICA E LABORATÓRIOS
Venda Nova — Amadora
Tels. 97 06 13 - 97 17 33

PORTO
Rua do Bolhão, 216
Tel. 2 12 77 - 39 44 73

O novo Nível automático de engenheiro

WILD NAK 2

com círculo horizontal



WILD
HEERBRUGG

Para nivelamentos de média e grande precisão, com micrómetro de lâmina de faces plano-paralelas para nivelamentos de grande precisão.

Erro médio para 1 Km de nivelamento duplo: ± 1,5 mm

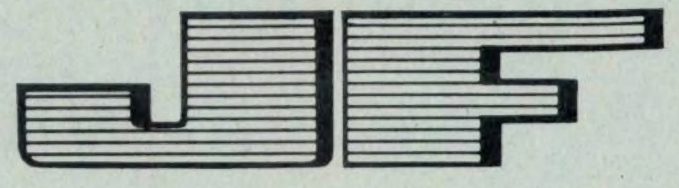
Erro médio para 1 Km de nivelamento duplo com micrómetro: ± 0,4 mm

Luneta de 30 × de aumento com imagem direita de observação

Solicitem catálogo ou demonstração aos representantes exclusivos

WILD PORTUGAL, LDA.

PRAÇA DAS ÁGUAS LIVRES, 8
LISBOA - 2 — TELEFONE



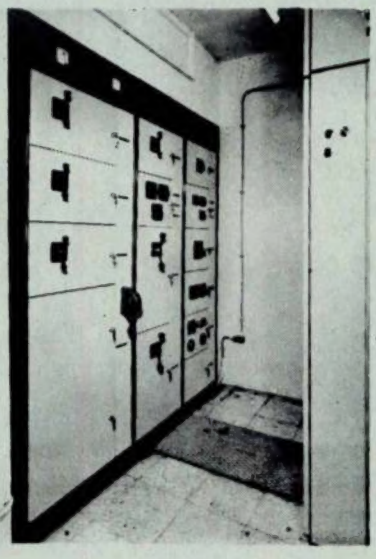
Construiu nas suas oficinas e instalou no

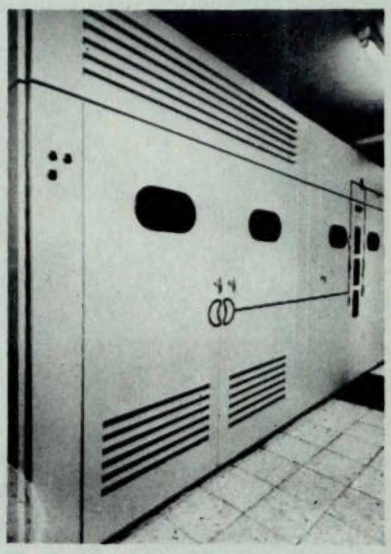
BANCO DE ANGOLA

FILIAL DO PORTO

Quadro de comando e controle de instalação de Ar condicionado

Quadro geral de baixa tenção

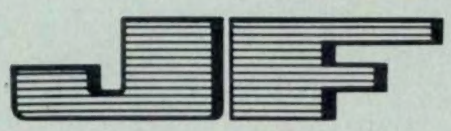




Posto de transformação blindado e pré-fabricado 15kV/400/231v

Executou ainda:

- **O projecto de electricidade**
- **A instalação eléctrica do edifício**



J. F. DE AZEVEDO E SILVA & C.ª, L.DA

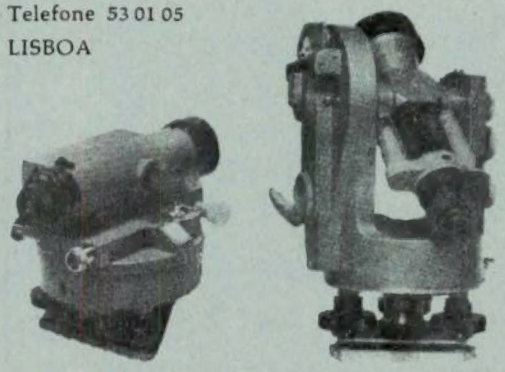
Rua S. Francisco de Sales, 2 — Telefone 65 41 65 — Lisboa 1

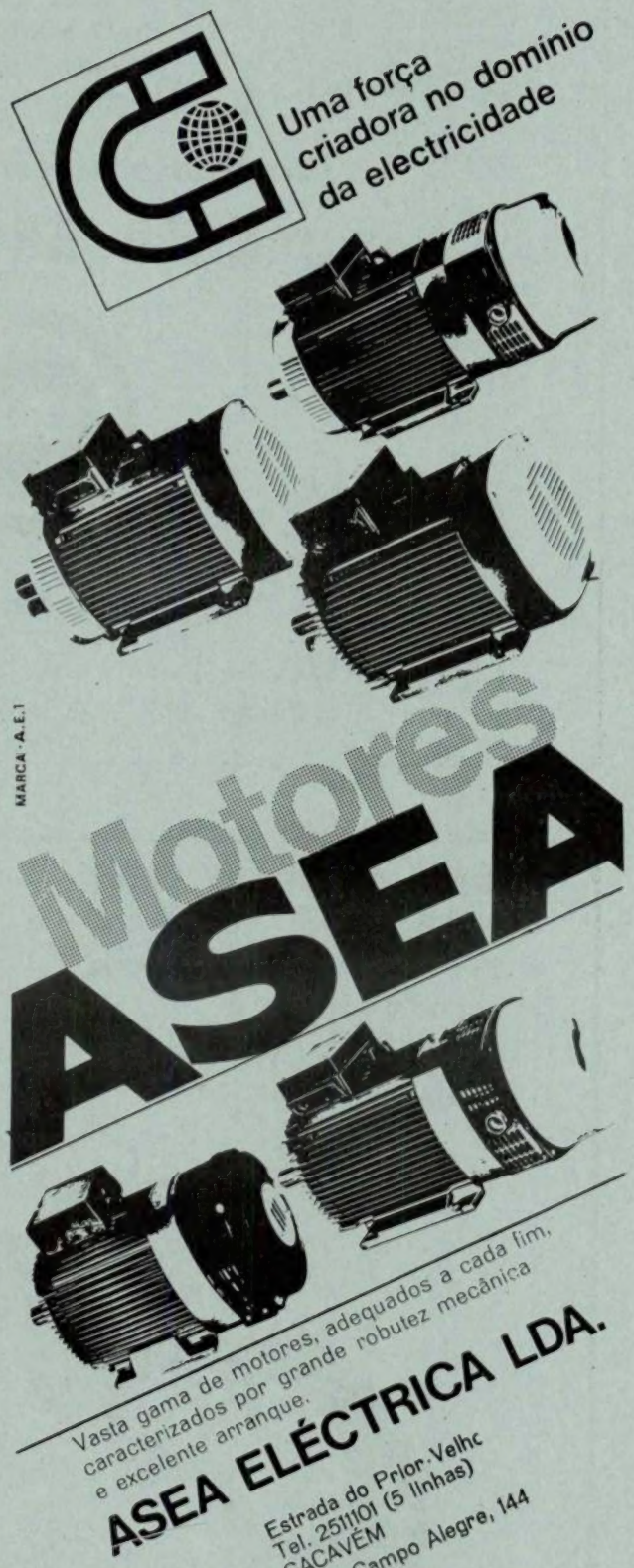
Miller
Níveis e Teodolitos

Os melhores preços do mercado
Assistência Técnica Garantida

Representante exclusivo:

Nucleon - Equipamentos de Precisão, Lda.
Av. António Augusto de Aguiar, 165, r/c - Dto.
Telefone 53 01 05
LISBOA





O EMPREGO DO CIMENTO BRANCO...

permite acabamentos mais perfeitos, mais duradouros e muito mais económicos

Estude a vantagem do emprego do

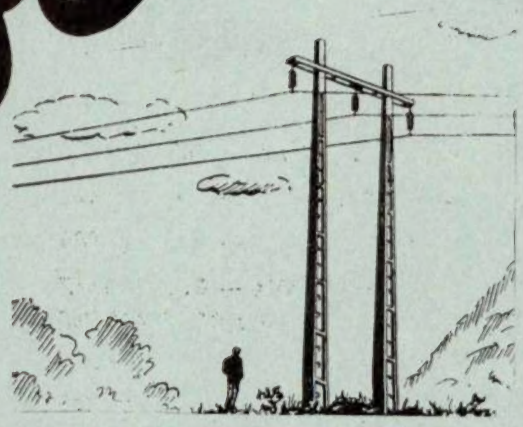
CIMENTO BRANCO LUSO

Consulte os distribuidores gerais

No Sul: **SCIAL** — T. do Corpo Santo, 15 — Telef. 66 61 86 — Lisboa
No Norte: **SCIAL** — R. do Bonjardim, 205 — Telef. 2 5779 — Porto

POSTES DE BETÃO PARA LINHAS ELÉCTRICAS
MOSAICOS E AZULEJOS
COLUNAS PARA ILUMINAÇÃO PÚBLICA
MANILHAS PARA ESGOTOS

SOCIEDADE PORTUGUESA **Carvam**



RUA D. ESTEFÂNIA, 94-A-LISBOA-1 - TELEF. 47812-50129

• SOLDADURA ELÉCTRICA

• MATERIAL DE PROTECÇÃO

Aparelhagem de medidas eléctricas

- indicadora
- reguladora
- registadora

J. ROMA, L.DA

P. da Figueira, 12, 1.º LISBOA Tel. 865151

P. do Município, 309-6.º S 3 PORTO Tel. 0236732

Oficina e Laboratórios do

INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

As oficinas pedagógicas do Instituto Superior Técnico, de CARPINTARIA DE MOLDES, de INSTRUMENTOS DE PRECISÃO de ELECTROTECNICA, fornecem todo o género de material escolar de demonstração para o ensino técnico. Nos laboratórios de QUÍMICA-ANALÍTICA, FÍSICA INDUSTRIAL E DE MINERALOGIA executam-se análises para o público.

Para quaisquer informações, dirigir-se ao secretário da comissão executiva

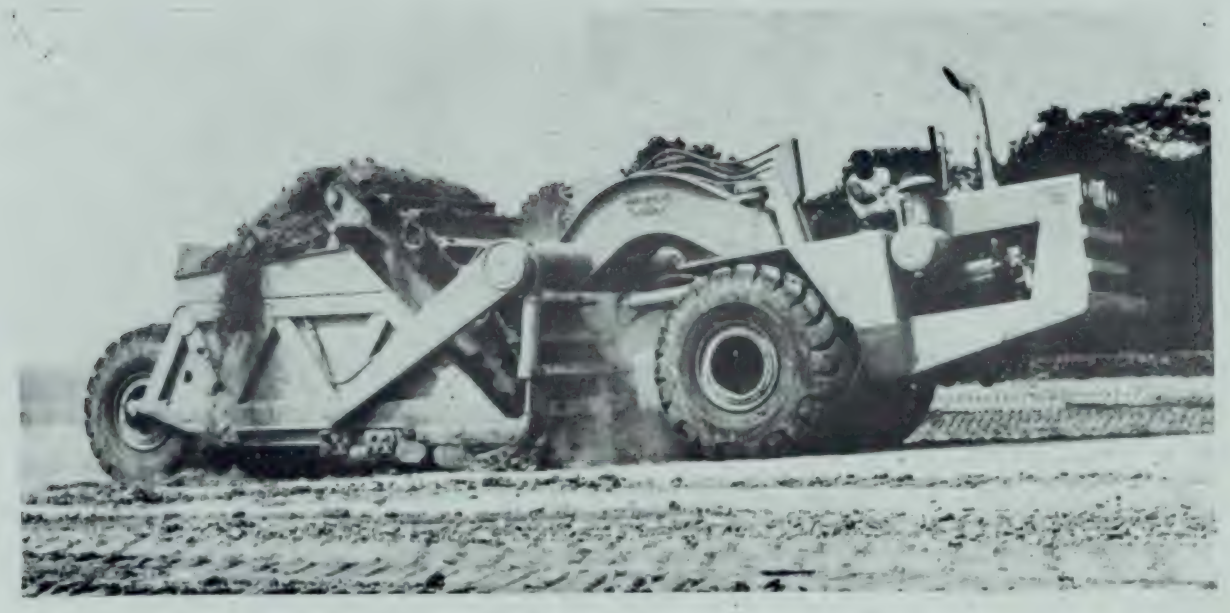
WABCO
WESTINGHOUSE
AIR BRAKE COMPANY
CONSTRUCTION EQUIPMENT DIVISION
PEORIA, ILLINOIS, USA

MOTO-SCRAPERS AUTO-CARREGADORES

CAPACIDADE DE 11, 21 E 31 JARDAS CÚBICAS

NÃO NECESSITA DE TRACTOR PARA EMPURRE!
UMA SÓ MÁQUINA... UM SÓ OPERADOR...

Escarifica... Carrega... Transporta... Descarrega... Em terrenos de toda a natureza!



DISTRIBUIDOR EXCLUSIVO

GUEDES & ALMEIDA LDA.

Rua Áurea, 181-2.º — LISBOA-2 — TELEFS. 32 50 80 e 32 78 45

A STANDARD ELÉCTRICA PROJECTA-SE NO MUNDO

Na vanguarda da indústria das Telecomunicações e Electrónica, a Standard Eléctrica, dimensionada ao âmbito mundial, ocupa uma prestigiosa posição nos mercados estrangeiros. A eficiência de uma administração actualizada, a capacidade técnica dos seus engenheiros e o profissionalismo com que todos os empregados encaram as suas responsabilidades, são valores reais e positivos que, de maneira decisiva, contribuem para o engrandecimento da Standard Eléctrica e da indústria nacional. Associada da International Telephone and Telegraph Corporation, um conjunto mundial com cerca de 200 fábricas localizadas em mais de 60 paises, a Standard Eléctrica fabrica numerosos produtos, desde os minúsculos transistores e circuitos integrados às grandes centrais telefónicas de serviço público, que são exportados para mais de 30 paises entre os quais se destacam: Inglaterra, França, Alemanha, Espanha, Suécia, África do Sul, Brasil e Estados Unidos da América do Norte.

Standard Eléctrica **ITT**

TG

FRIO CALOR

Celulite

O material mais usado no isolamento térmico das construções

SETH, LDA. · Rua Filipe Folque, 10-1.º · Lisboa · Tel. 53 01 56

PARA COLAGEM DE TACOS DE MADEIRA USE:

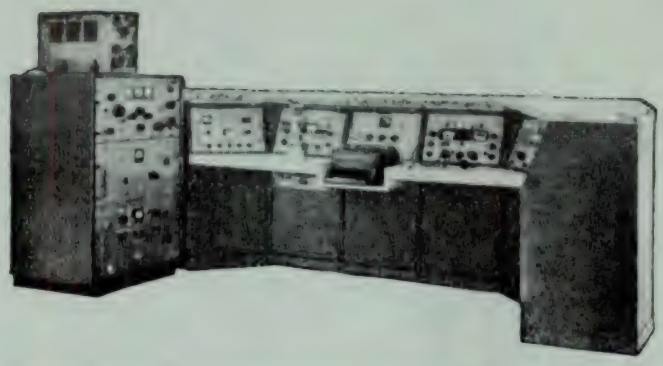
EMPRESA DE PRODUTOS ASFÁLTICOS
IMEPA
IMPERMEABILIZADOR

EMPRESA DE PRODUTOS ASFÁLTICOS
BRANQUEPA
COLAS BRANCAS

Também próprio para: impermeabilizar terrenos, paredes, fundações, etc.

FÁBRICA EM SACAVÉM

RUA FILIPE FOLQUE-10 1º— LISBOA
TELEF. 53 01 56 —TELEG. EPALDA-LISBOA



Comunicações

equipamentos
e sistemas completos

- Cuidadosamente projectados
- Amplamente experimentados
- Completamente integrados

THE TECHNICAL MATERIEL CORPORATION

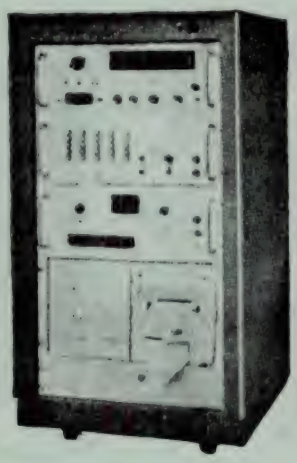
HEWLETT hp PACKARD

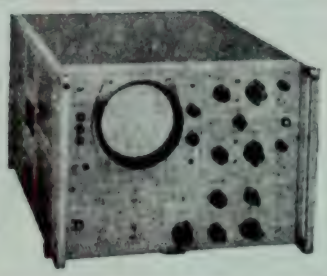
aparelhagem electrónica de medida e registo

Osciloscópios, Oscilógrafos, Voltímetros electrónicos, Geradores de sinal, Contadores electrónicos, Registadores digitais, Fontes de alimentação

Registador Sanborn

Registador digital Dymec





Osciloscópio HP

Contador Electrónico HP

TELECTRA EMPRESA TECNICA DE EQUIPAMENTOS ELECTRICOS, S.A.R.L.

Os pára-raios Oerlikon... ... estão na vanguarda do progresso e protegem instalações em todo o mundo

Corrente de descarga 5 kA

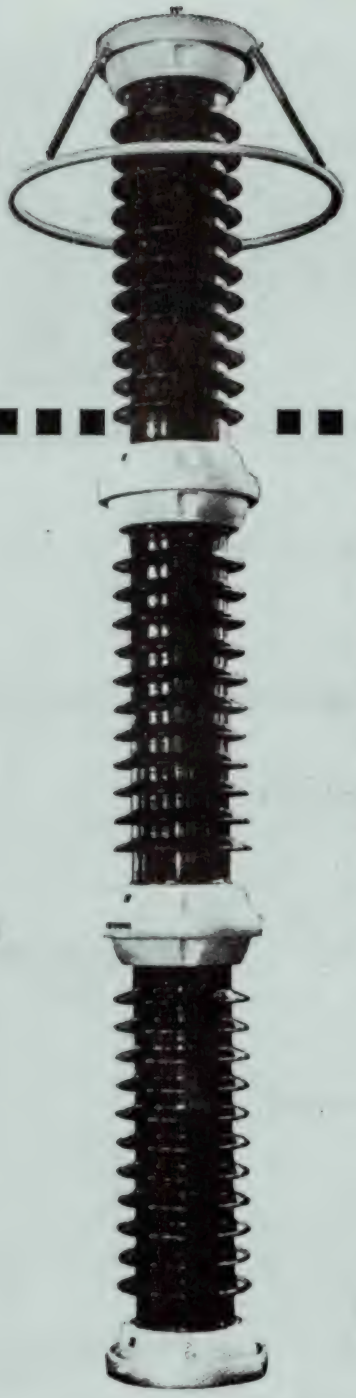
RV
380 & 500 V

VG/WG
6 – 37 kV

Corrente de descarga 5 e 10 kA respectivamente Ondas rectangulares 75A 1000 µs e 150A 2000 µs

WGE
40 – 73 kV

Corrente de descarga 10 kA Ondas rectangulares 150A 2000 µs Membrana anti-explosão



WM/WMR
50 – 500 kV

Insuflação magnética Corrente de descarga 10 kA, Ondas rectangulares 1000A 2000 µs Membrana anti-explosão

Descarga de longas linhas em vazio, protecção de postos completos, transformadores, alternadores ou consumidores ligados a linhas aéreas. Para cada função, o pára-raios apropriado.

OERLIKON

Para indicações mais amplas consultar os nossos representantes Sociedade Michaëlis de Vasconcellos, Ltda. Porto e Lisboa

Ateliers de Construction Oerlikon · Zurich (Suiça)

técnica

NUMERO 390 JULHO DE 1969 ANO XLIV VOLUME XXXI PUBLICAÇAO MENSAL

C. D. U. 24.042.7
699.841(87)

BEHAVIOUR OF TALL BUILDINGS DURING THE CARACAS EARTHQUAKE OF 1967 (1)

by J. FERRY BORGES *,
J. GRASES **
and A. RAVARA ***

RESUMO

Estuda-se o comportamento de 59 edificios e outros tipos de estrutura durante o sismo de Caracas de 1967. Calculam-se as frequências próprias e os coeficientes resistentes para forças horizontais e comparam-se com os danos observados. Em grande número de casos mediu-se no local a frequência própria. Estima-se a intensidade do sismo em diferentes zonas a partir dos deslocamentos máximos sofridos pelas estruturas e das forças necessárias para produzir os danos observados. Refere-se brevemente a influência do solo. Os resultados obtidos neste trabalho prestam valiosa contribuição para o julgamento das regras de dimensionamento sismico de edificios altos de betão armado e em particular dos coeficientes sismicos actualmente adoptados.

SYNOPSIS

The behaviour of buildings and other structures during the 1967 Caracas earthquake is analysed. Static and dynamic characteristics, such as coefficients of resistance and natural frequencies, are computed and compared with the observed damages. In several cases natural frequencies were also measured on the site.

The intensity of the earthquake in different areas is estimated on the basis of the maximum displacements suffered by the structures, the forces necessary to produce rupture and the amount of damage observed. The influence of soil conditions is briefly discussed.

The results obtained may contribute in assessing the adequacy of the design rules concerning reinforced concrete tall buildings and, particularly, of the seismic factors usually adopted in the codes.

1. INTRODUCTION

The study of the structural behaviour of buildings under strong earthquakes yields results of paramount importance for judging design rules. This is particularly true in the case of the Caracas earthquake of 29 th July 1967, which struck a big town with more than 1000 buildings over 10 stories. Due to the earthquake several buildings (5 of which more than 10 stories high) collapsed and many others were considerably damaged.

In the survey prepared by the Ministerio de Obras Públicas [1], 2300 cases of damage were recorded in the Caracas area, from which 27 % were considered important. One half of these cases concern one or two story houses and the other half higher buildings. Sixty-eight structures, 17 of which were buildings, collapsed or were damaged beyond repair.

(1) Paper presented to the IV World Conference on Earthquake Engineering, Santiago de Chile, Jan. 1969.

* Associate Director, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon.
** Professor, Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Facultad de Ingenieria, Universidad Central de Venezuela, Caracas.
*** Head, Applied Dynamics Division, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon.

In the present report 51 cases are referred. A quantitative study of the structural behaviour is presented for 22 structures, 14 of which are buildings (9 having 10 stories or more). Four of the collapsed buildings are studied.

Each structure is analysed on the basis of information obtained in the direct inspection of the site, on results of tests of materials performed at the IMME [2] (Instituto de Materiales y Modelos Estructurales) of the Universidad Central de Venezuela and on the available plans. It was possible in each case to compute the values of the horizontal forces which if applied at a given level and in a given direction would produce collapse. By dividing these forces by the weight of the structure above the considered level, coefficients of resistance were obtained. These resistance coefficients can be directly compared with the seismic coefficients prescribed in the codes if they are computed according to the same design rules.

Also in each case the natural frequencies of each building are computed and compared with experimental values when available.

The intensity of the earthquake at the different locations (expressed in power spectral density of acceleration) is estimated on the basis of the maximum displacements undergone by the structures, on the basis of the ultimate forces they can resist and by judging the observed damages. The increase in seismic intensity due to the influence of soil conditions is also briefly studied.

By comparing the observed damages with the results of the computations, conclusions are drawn concerning the intensity of seismic forces and the adequacy of design rules.

No general description of the earthquake and of its consequences is attempted in the present paper. Particular attention is called to recent publications on the matter [3 to 10].

2. BASIC ASSUMPTIONS

The interpretation of the results concerning structural behaviour is based principally on the comparison between the amount of observed damage and the coefficients of resistance to horizontal forces. The natural frequencies corresponding to the type of structural behaviour assumed for computing the coefficients of resistance are also taken into consideration.

Damage is classified into 4 groups: collapse, important damage, small damage, no damage. This classification tries not only to express the amount of damage observed but also to express a subjective probability of collapse in correspondence with the observed damage. The structures with no damage and small damage are considered to have a small probability of collapse. Those structures assumed to have a probability of collapse near to 1 are classified in the important damage group. Thus the structures with important damages present a clear mechanism of collapse and local damage or residual displacements showing that their ductility is practically exhausted.

For determining the static horizontal forces necessary to produce the collapse of the reinforced concrete structures, and thus the resistance coefficients, the following hypotheses were adopted concerning the type of structural behaviour and the ultimate strength of reinforced concrete elements.

2.1 — Structural behaviour

The observation of the damaged buildings suggested the 6 main types of structural behaviour indicated in fig. 1. Thus the ultimate forces necessary to produce collapse were computed according to these idealizations.

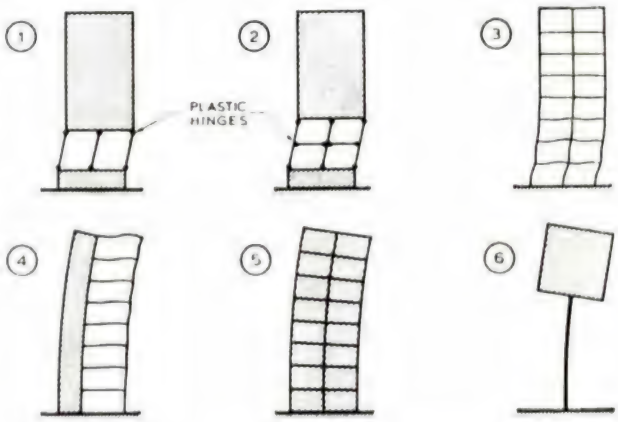


Fig. 1 — Tipes of structural behaviour

Structural behaviour type 1 corresponds to the formation of plastic hinges at the top and at the bottom of the columns at one of the stories. According to ultimate design principles the horizontal force which produces collapse is

obtained by adding the ultimate forces of the different columns. This type of structural behaviour occurs when the beams of the floors are considerably more rigid and resistant than the columns or when the walls at the stories near the considered one can prevent the rotation of the joint blocks. This type of behaviour often occurred in buildings with a small amount of partitions at one level (in general the ground floor).

Structural behaviour type 2 corresponds to a collapse mechanism affecting two stories, with formation of plastic hinges in the columns and in the floor structure (beams or slabs). This type of behaviour occurs when the structure of one floor cannot resist the moments transmited by the columns. This is a very frequent case in Caracas, where structures with transverse beams only are very often used. Generalizing this type of behaviour it would be possible to consider the formation of plastic hinges in more than two stories but such schemes are no more realistic. In fact plastic hinges can only form at several stories under too large horizontal displacements.

Structural behaviour type 3 corresponds to the elastic behaviour of framed structures. When the buildings are formed by parallel frames of unequal stiffness, accurate results are only obtained if compatibility is imposed to the horizontal displacements of the different frames at the different levels. This type of frame behaviour only occurs when the structural contribution of partitions is small.

Structural behavior type 4 corresponds to the association of shear walls with a framed structure. This type of behaviour is studied using the usual frame analysis programs but introducing segments of infinite rigidity to reproduce the dimensions of the joint blocks.

Structural behaviour of types 5 and 6 correspond to cantilevers with distributed mass and concentrated mass at the top, respectively.

It must be noted that the type of structural behaviour may change as a function of the intensity of the seismic loading.

2.2 — Ultimate strength of reinforced concrete elements

The ultimate strength of reinforced concrete elements under pure bending or combined axial compression and bending is computed according to the Recommendations of European Committee for Concrete [11]. These Recommendations were adopted as a basis for the Portuguese Code for Reinforced Concrete Structures [12] and thus the tables prepared for this code were used.

The basic assumptions consist in considering for concrete a stress-strain diagram defined by a parabola with the vertex at point (σ_b^*, 2‰) with $\sigma_b^* = \frac{\sigma_{kb}}{1.5}$, σ_{kb} being the characteristic (5 % fractile) of the 28 days cylinder strength of concrete. This cylinder strength is taken as 85 % of the cube strength.

For mild steel the elasto-plastic stress-strain diagram is defined by a yelding stress $\sigma_a^* = \frac{\sigma_{ka}}{1.15}$, σ_{ka} being the characteristic yielding stress of the steel. For work-hardened steel the diagram is curved and defined by the characteristic limit of proportionality at 0.2 %, divided by the minoration factor of 1.15. The ultimate strain for steel is 10 ‰.

For simplifying the analysis of the data the concrete qualities are classified in 4 categories: B180, B225, B250 B300, the reference numbers indicating the characteristic cube strength. The steel qualities are designated by A24 and A40 corresponding to the characteristic yielding stress of 2400 kg/cm² and the characteristic limit of proportionality at 0.2 % of 4000 kg/cm².

The interaction diagrams of fig. 2 indicate the ultimate values of axial force, N, and bending moment M, for symetrically reinforced rectangular columns with total percentages of steel, $\bar{\omega}_t = 0.5$, 1.0 and 2.0 % for the following combinations of the mechanical properties of the materials: *i*) A24, B180 and *ii*) A40, B300 (curves 1).

The interaction diagrams represented by curves 2 correspond to the ACI 318-63 Building Code (Chaper 19, Combined Axial Compression and Bending — Ultimate Strength Design). Considering elastic behaviour and working stress design, curves 3 are obtained. Curves 3 refers to the allowable stresses currently used in seismic design, which are 33 % higher that that those for permanent and live loads.

A comparison of curves 1 and 2 shows that the CEB or ACI criteria are not very different. ACI criteaia are about 20 to 30 % safer than the Portuguese Code of 1967. The figure empha-

sizes the inadequacy of working stress design for combined axial force and bending moment. In fact the ratio of the bending moments indicated by curves 1 and 3 vary between about 1 and 2.

The safety concepts in which these combinations are based are not clear. From a probabilistic point of view it does not seem justifiable to consider earthquake loads multiplied by 1.4 in expression *i*) and by 1.25 in expression *ii*).

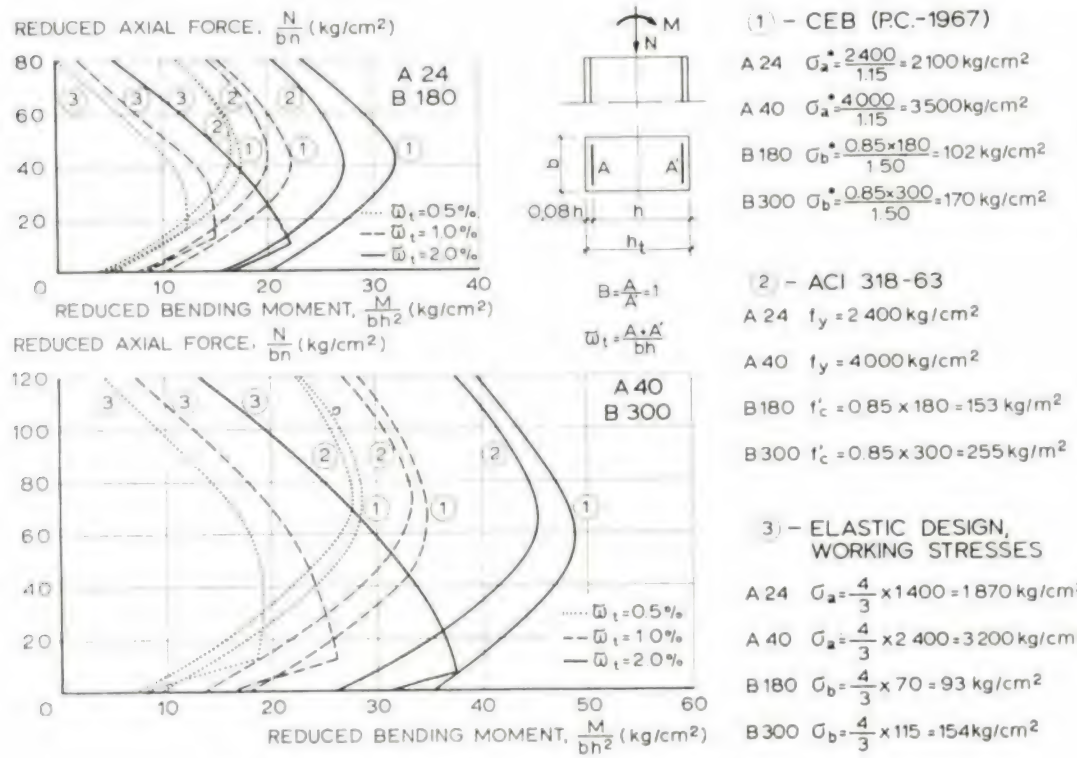


Fig. 2 — Interaction diagrams for reinforced concrete columns

2.3 — Load factors

For comparing the coefficients of resistance with the seismic coeficients indicated in the codes attention has to be paid to the values of the specified load factors. In fact several codes take, for earthquake loading, load factors equal to 1 but other codes prescribe load combinations where earthquake loads are multiplied by factors different from 1. This is, for instance the case of the 1967 revision of the American code «Recommended Lateral Forces Requirements» [13]. This code indicates that load resisting frames must be designed for the following loads :

$$i)\quad U = 1.40\ (D + L + E)$$
$$ii)\quad U = 0.9\ D + 1.25\ E$$

where D — permanent load, L — live load, E earthquake load.

Anyhow, when comparing coefficients of resistance with seismic coefficients specified in this American code, the indicated values of the load factor have to be considered. Also if working stresses are used (even if increased by 33 %) the ultimate bending moments obtained are in general much smaller than those determined in ultimate strength design. Thus the values of coefficients of resistance determined in the present paper can only be directly compared with the seismic coefficients of the codes that use a load factor equal to 1 and ultimate load design.

2.4 — Natural frequencies

The interpretation of the results is based on the natural frequencies of the structures, which were computed and compared with experimentally determined values.

For computing the natural frequencies structural schemes analogous to those used for determining the coefficients of resistance were adopted.

In the case of structures of types 1 and 2 deformability of one or two stories only was considered, the remaining being assumed to be rigid. The behaviour of the deformable stories is assumed to be perfectly elastic and thus linear one-degree-of-freedom oscillators are obtained. For structures of types 3 and 4 the natural frequencies are determined by the Rayleigh method and in some cases also by modal analysis. In these cases the effect of non structural walls is disregarded and masses are concentrated at floor levels. In cases 5 and 6 a given amount of foundation deformability is assumed in order to obtain values of the natural frequencies in agreement with the measured ones.

3. STUDIED CASES

The studied cases are summarized in Tables I to III, which refer to structures at Palos Grandes and Altamira in the town of Caracas (Table I), at Caraballeda (Table II) and at Naiguatá and Playa Grande (Table III), fig. 3. At Palos Grandes, Altamira and Caraballeda there are deep layers of alluvial soil. At Naiguatá and Playa Grande the thickness of soft soils is supposed to be much smaller.

When no indication was given in the plans the qualities A24 and B180 were assumed.

The tables indicate the approximate orientation of the structures and the ratios H/L of height to longitudinal and transverse dimensions at the base.

The amount of damage and the type of structural behaviour are classified as indicated in 2). The estimated importance of the structural contribution of the partitions is also included.

The cofficients of resistance, and the computed and measured natural frequencies in each direction are finally indicated. Natural frequencies were measured with a Dr. Baule's B4h displacement meter produced by Höttinger [14].

Fig. 4 to 13 show some of the collapsed or damaged structures.

Fig. 14 compares the importance of damage, the coefficients of resistance and the computed natural frequencies at the Palos Grandes — Altamira area and at Caraballeda, Naiguatá and Playa Grande.

Table IV summarizes the available data on 29 cases that were only summarily observed and for which the coefficients of resistance could not be computed. The natural frequencies indicated for all these structures were measured in some cases before and in other cases after the structures had been repaired. The type of structural behaviour

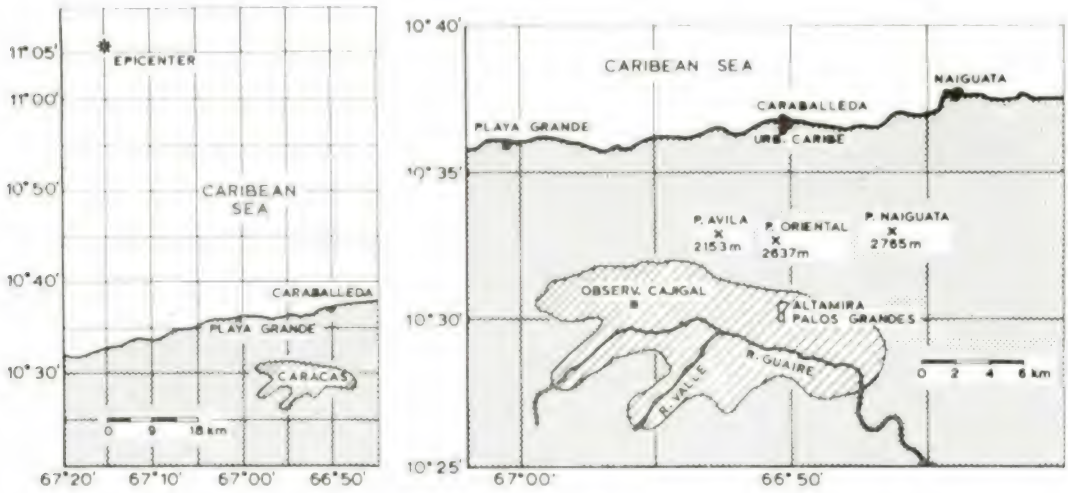


Fig. 3 — Epicenter location. Caracas coastal area

The qualities of the materials were experimentally determined in some cases [2]. When test results were not available the qualities indicated in construction plans were adopted.

indicated corresponds to the observed damage. Thus, when no damage was observed no indication is given.

For the Residence Union and Mene Grande

TABLE I - STUDIED STRUCTURES AT PALOS GRANDES AND ALTAMIRA										
REF. NUMBER	DESIGNATION Nº. OF STORIES HEIGHT, H (m)	QUALITIES OF MATERIALS	DIRECTIONS	H/L	AMOUNT OF DAMAGE	TYPE OF STRUCTURAL BEHAVIOUR	CONTRIBUTION OF PARTITIONS	COEFFICIENT OF RESISTANCE	NATURAL FREQ (c/s)	
									COMP.	MEAS.
1	PALACE CORVIN 10 st., H=32 (2 PARALLEL BUILDINGS)	A 24 * B 180 *	LONG. N-S	1.3	COLLAPSE OF BUILDING 1	2	NONE	0.05	0.8	–
2					IMPORTANT IN BUILDING 2	2	SMALL	0.05	0.8	1.0
3			TRANSV. E-W	4.1	SMALL IN BUILDING 2	1	IMPORTANT	0.10	2.6	1.4
4	MIJAGUAL 11 st., H=32	A 40 * B 225 *	LONG. E-W	1.5	COLLAPSE	2	NONE	0.06	1.4	–
–			TRANSV. N-S	3.7		2	NONE	0.08	1.6	–
–	NEVERI 12 st., H=35	A 40 * B 225 *	LONG. E-W	1.7	COLLAPSE	2	NONE	0.09	1.7	–
5			TRANSV. N-S	3.5		2	NONE	0.06	0.9	–
6	PETUNIA I 15 st., H=41	BEAMS A 40 ** COLUMNS A 24 ** B 250 **	LONG. E-W	1.4	SMALL	1	NONE	0.14	2.6	1.0
7			TRANSV. N-S	5.5	IMPORTANT	3	NONE	0.05	0.8	0.7
8	PETUNIA II 21 st., H=57	A 40 ** B 225 **	LONG. N-S	4.7	IMPORTANT	5	IMPORTANT	0.10	0.6	0.7 (1)
–			TRANSV. E-W	4.9		–	IMPORTANT	–	–	0.8 (1)
9	SAN BOSCO 14 st., H=40	A 24 ** B 225 **	LONG. N-S	1.3	IMPORTANT	2	NONE	0.04	0.8	–
–			TRANSV. E-W	2.9		2	NONE	0.06	1.2	–
–	MARCO AURÉLIO 9 st., H=25	A 24*** B 180***	LONG. E-W	1.0	IMPORTANT	–	NONE	–	–	–
10			TRANSV. N-S	3.2		2	NONE	0.08	1.2	–
–	ATLANTIC, CENTRAL BLOCK 9 st., H=29	A 24*** B 180 **	LONG. N-S	2.0	–	–	–	–	–	–
11			TRANSV. E-W	4.9	SMALL	4	NONE	0.08 (2)	1.5	–
12	HONGO CVP H = 4.3	A 24 ** B 225 **	–	–	NO DAMAGE	6	–	0.14	0.8	0.7

* EXPERIMENTALLY DETERMINED; ** ACCORDING TO THE CONSTRUCTION PLANS; *** ASSUMED.

(1) DETERMINED WITH REINFORCING SCAFFOLDING INSTALLED.

(2) CORRESPONDS TO THE HORIZONTAL FORCE NECESSARY TO PRODUCE FAILURE IN THE DAMAGED COLUMNS. THERE IS AN IMPORTANT RESERVE OF RESISTANCE DUE TO THE SHEAR-WALLS AND COLUMNS NEARBY.

TABLE II - STUDIED STRUCTURES AT CARABALLEDA										
REF. NUMBER	DESIGNATION Nº. OF STORIES HEIGHT, H (m)	QUALITIES OF MATERIALS	DIRECTIONS	H/L	AMOUNT OF DAMAGE	TYPE OF STRUCTURAL BEHAVIOUR	CONTRIBUTION OF PARTITIONS	COEFFICIENT OF RESISTANCE	NATURAL FREQ (c/s)	
									COMP.	MEAS.
13	MACUTO-SHERATON HOTEL-MAIN BUILDING 10 st., H = 38	A 24 * B 300 *	LONG. N	0.8	SMALL ABOVE THE 4th STORY	1	IMPORTANT	0.23	1.2	–
14			TRANSV.	2.1	IMPORTANT BELOW 4th STORY	4	NONE	0.22	1.4	–
15	MANSION CHARAIMA 10 st., H = 31	A 24 * B 180 *	LONG.	0.6	SMALL (1st STORY)	2	NONE	0.15	0.6	0.5 (1)
16			TRANSV.	2.1	SMALL (1st STORY)	2	NONE	0.15	0.6	0.5 (1)
17					COLLAPSE (8th STORY)	1	NONE	0.13	0.9 (1)	–
18	BLOQUE 32 URB. CARIBE 3 st., H = 10	A 24*** B 180***	LONG. EW	0.4	COLLAPSE (1st STORY)	1	NONE	0.29	2.2	–
19			TRANSV. N-S	0.8		1	NONE	0.29	2.2	–
20, 21	BLOQUES 38 AND 21 D. URB. CARIBE st., H=10	A 24*** B 180***	LONG. N-S	0.4	COLLAPSE (2 BUILDINGS)	1	IMPORTANT	0.32	2.8	–
			TRANSV. E-W	1.4		1	SMALL	0.10	2.1	–
22	MACUTO SHERATON HOTEL, PERGOLAS 1 AND 2, H=2.7	STEEL * $\sigma_{0.2}$ = 3400 kg/cm²	–	–	IMPORTANT 30cm N-S RESI DUAL DISPLACEMENT	1	–	0.20	0.9	–
23			–	–	IMPORTANT 27cm N-S RESI DUAL DISPLACEMENT	1	–	0.16	1.2	–
24	SHELL SERVICE STATION - SINGLE ROOF H = 4	A 24 ** B 225 **	– –	– –	COLLAPSE	6	–	0.20	1.0	–
	TABLE III - STUDIED STRUCTURES AT NAIGUATA AND PLAYA GRANDE									
25	BALNEARIO NAIGUATA BUILDING 1 st., H = 8	A 24 ** B 180 **	LONG. N-S	0.2	SMALL	1	NONE	0.14	1.0	–
26			TRANSV. E-W	0.3	IMPORTANT 22cm E-W RESI DUAL DISPLACEMENT	1	NONE	0.12	1.0	–
27	BALNEARIO NAIGUATA BUILDING 2 st., H = 8	A 24 ** B 180 **	LONG. N-S	0.2	NO DAMAGE	1	SMALL	0.11 (2)	3.2	–
			TRANSV. E-W	1.6		1	SMALL	0.11	3.2	–
28	BALNEARIO NAIGUATA TOWER H = 30	A 24 ** B 180 **	–	9.4	NO DAMAGE	5	NONE	0.60	0.8	–
29	CLUB PLAYA GRANDE, SINGLE ROOF 1 st., H = 4	A 24 ** B 225 **	LONG. E-W	–	NO DAMAGE	3	–	0.16	3.1	–
30			TRANSV. N-S	–	SMALL		–	0.20	2.5	–

* EXPERIMENTALLY DETERMINED; ** ACCORDING TO THE CONSTRUCTION PLANS; *** ASSUMED.

(1) CORRESPONDS TO THE 7th STORY BUILDING REMAINING AFTER THE COLLAPSE OF THE UPPER STORIES.

(2) REFERS TO THE 2nd STORY.

TABLE IV - DATA ON OBSERVED STRUCTURES

REF. NUMBER	DESIGNATION NR. OF STORIES HEIGHT, H (m)	LOCATION	DIRECTIONS	H/L	MEASURED NAT. FREQUENCY (c/s)	TYPE OF STRUCTURAL BEHAVIOUR	OBSERVED DAMAGE
31	LASSIE 9 st., H = 26	PALOS GRANDES	LONG. E-W	0.6	2.17	–	NO DAMAGE.
			TRANSV.N-S	2.6	1.76	–	NO DAMAGE.
32	ICABARU 16 st., H = 50	PALOS GRANDES	LONG. E-W	1.4	1.61 (1)	3	NO STRUCTURAL DAMAGE. IMPORTANT DAMAGE IN PARTITIONS.
			TRANSV.N-S	5.0	1.00 (1)	3	
33	CASTILLETE 18 st., H = 50	PALOS GRANDES	LONG. N-S	2.0	0.83	3	NO STRUCTURAL DAMAGE. IMPORTANT DAMAGE IN PARTITIONS UP TO 9th STORY.
			TRANSV.E-W	7.1	0.67	–	NO DAMAGE.
34	LE ROC EAST BLOCK 14 st., H = 42	PALOS GRANDES	LONG. N-S	2.5	0.95	3	NO STRUCTURAL DAMAGE. IMPORTANT DAMAGE IN PARTITIONS UNTIL THE 5th STORY.
			TRANSV.E-W	2.5	0.94	–	
35	LE ROC WEST BLOCK 14 st., H = 42	PALOS GRANDES	LONG. E-W	2.4	0.95	2	FAILURES ON BEAMS AT THE 1st AND 2nd STORIES. IMPORTANT DAMAGE IN PARTITIONS.
			TRANSV.N-S	3.5	0.67	2	
36	RESIDENCIAS GUIPELIA-SUR 19 st., H = 53	PALOS GRANDES	LONG. E-W	3.6	0.83 (2)	2	SOME STRUCTURAL DAMAGE.
			TRANSV.N-S	5.6	0.81 (2)	2	
37	RESIDENCIAS GUIPEL.-NORTE 18 st., H = 50	PALOS GRANDES	LONG. E-W	3.3	0.95 (2)	2	SOME STRUCTURAL DAMAGE. DAMAGE IN PARTITIONS TILL THE 5th STORY.
			TRANSV.N-S	5.3	0.63 (2)	2	
38	IPASOLAZ 12 st., H = 31	PALOS GRANDES	LONG. N-S	1.2	0.83	3	SOME STRUCTURAL DAMAGE. DAMAGE IN PARTITIONS TILL THE 5th STORY.
			TRANSV.E-W	1.6	1.08	3	
39	PASAQUIRE 12 st., H = 34	PALOS GRANDES	LONG. E-W	1.3	1.30	3	NO STRUCTURAL DAMAGE. DAMAGE IN PARTITIONS TILL THE 6th STORY.
			TRANSV.N-S	1.4	0.92	3	
40	BLUE PALACE 18 st., H = 51	PALOS GRANDES	LONG. N-S	2.7	0.91 (1)	3	SOME STRUCTURAL DAMAGE. DAMAGE IN PARTITIONS TILL THE 12th STORY.
			TRANSV.E-W	3.4	0.91 (1)	–	
41	RESIDENCIAS UNION 16 st., H = 48	PALOS GRANDES	LONG. E-W	1.1	2.50 (3)	3	IMPORTANT STRUCTURAL DAMAGE. DAMAGE IN PARTITIONS TILL THE 7th STORY.
			TRANSV.N-S	1.4	2.50 (3)	3	
42	PLAZA UNO 19 st., H = 54	PALOS GRANDES	LONG. N-S	1.6	1.37	5	NO DAMAGE.
			TRANSV.E-W	3.1	1.72	5	
43	VISTA HERMOSA 10 st., H = 32	PALOS GRANDES	LONG. E-W	0.9	2.04	–	NO DAMAGE.
			TRANSV.N-S	2.3	1.62	–	
44	RESIDENCIAS HAWAII 6 st., H = 17	PALOS GRANDES	LONG. E-W	0.8	2.27	–	NO DAMAGE.
			TRANSV.N-S	2.6	2.17	–	
45	COVENT GARDEN 14 st., H = 40	PALOS GRANDES	LONG. E-W	1.0	1.18 (2)	3	SOME STRUCTURAL DAMAGE. DAMAGE IN PARTITIONS TILL THE 5th STORY.
			TRANSV.N-S	2.9	0.85 (2)	–	
46	HOUSTON 7 st., H = 20	PALOS GRANDES	LONG. E-W	0.6	3.04	–	NO DAMAGE.
			TRANSV.N-S	2.2	2.22	–	
47	MENE GRANDE 16 st., H = 58	PALOS GRANDES	LONG. E-W	1.4	0.83 (1)	3	STRUCTURAL DAMAGE IN THE COLUMNS IN THE 1st STORY. GENERAL DAMAGE OF PARTIT.
			TRANSV.N-S	1.5	1.11 (1)	–	
48	ROYAL 11 st., H = 31	PALOS GRANDES	LONG. E-W	1.1	1.16	2	SOME STRUCTURAL DAMAGE. DAMAGE IN PARTITIONS TILL THE 6th STORY.
			TRANSV.N-S	2.6	0.86	2	
49	HOTEL MONTSERRAT 7 st., H = 20	ALTAMIRA	LONG. N-S	1.1	1.72	3	NO DAMAGE.
			TRANSV.E-W	1.2	2.23	3	
50	MI VEGUITA 17 st., H = 50	SEBUCAN	LONG. N-S	2.4	1.25 (1)	3	SOME STRUCTURAL DAMAGE. DAMAGE IN PARTITIONS TILL THE 4th STORY.
			TRANSV.E-W	3.5	1.00 (1)	3	
51	LAS AMERICAS 17 st., H = 50	SEBUCAN	LONG. E-W	1.9	0.91	3	NO DAMAGE.
			TRANSV.N-S	5.0	1.00	3	
52	ZULIA 17 st., H = 54	BOLEITA	LONG. E-W	2.1	0.94	3	NO DAMAGE.
			TRANSV.N-S	5.4	1.03	3	
53	PHELPS 27 st., H = 84	LOS CAOBOS	–	3.4	0.66	4	NO DAMAGE.
			–		0.65	4	
54	POLAR 20 st., H = 60	LOS CAOBOS	LONG. E-W	2.7	0.87	4	NO DAMAGE.
			TRANSV.N-S	7.0	0.62	4	
55	MALVAROSA 7 st., H = 20	EL BOSQUE	LONG. E-W	0.7	2.50	3	NO DAMAGE.
			TRANSV.N-S	2.2	2.26	3	
56	BAHIA DEL MAR 13 st., H = 40	CARABALLEDA	LONG. E-W	0.7	0.60	3	STRUCTURAL DAMAGE ON THE REINFORCED CONCRETE ELEVATOR CORE. IMPORTANT DAMAGE IN PARTITIONS TILL THE 7th STORY.
			TRANSV.N-S	5.3	0.58	2	
57	LAGUNA BEACH 14 st., H = 40	CARABALLEDA	LONG. E-W	0.7	0.50	3	SOME STRUCTURAL DAMAGE. DAMAGE IN PARTITIONS TILL THE 10th STORY.
			TRANSV.N-S	3.4	0.71	3	
58	EL MIRADOR 24 st., H = 66	NAIGUATA	LONG. E-W	1.8	0.74 (4)	3	NO DAMAGE.
			TRANSV.N-S	5.8	0.69 (4)	4	
59	SANTA MARIA 16 st., H = 47	NAIGUATA	LONG. E-W	2.4	0.97	3	NO STRUCTURAL DAMAGE. SMALL DAMAGE IN PARTITIONS.
			TRANSV.N-S	3.4	1.10	3	

(1) AFTER REPAIRS.
(2) REINFORCING SCAFFOLDING INSTALLED.
(3) A TORSION MODE WAS DETECTED WITH 0.5 c/s NATURAL FREQUENCY.
(4) BUILDING HAVING STRUCTURE COMPLETED AND PARTITIONS UNDER CONSTRUCTION.

Fig. 4 — Mijagual building

Fig. 5 — Mansion Charaima

buildings (cases 41 and 47) which are H — shaped in plan, the torsion vibration mode was detected. This mode was particularly obvious in Residence Union.

Fig. 15 relates the natural periods measured in longitudinal and transverse directions to the number of stories.

4. INTERPRETATION OF THE RESULTS

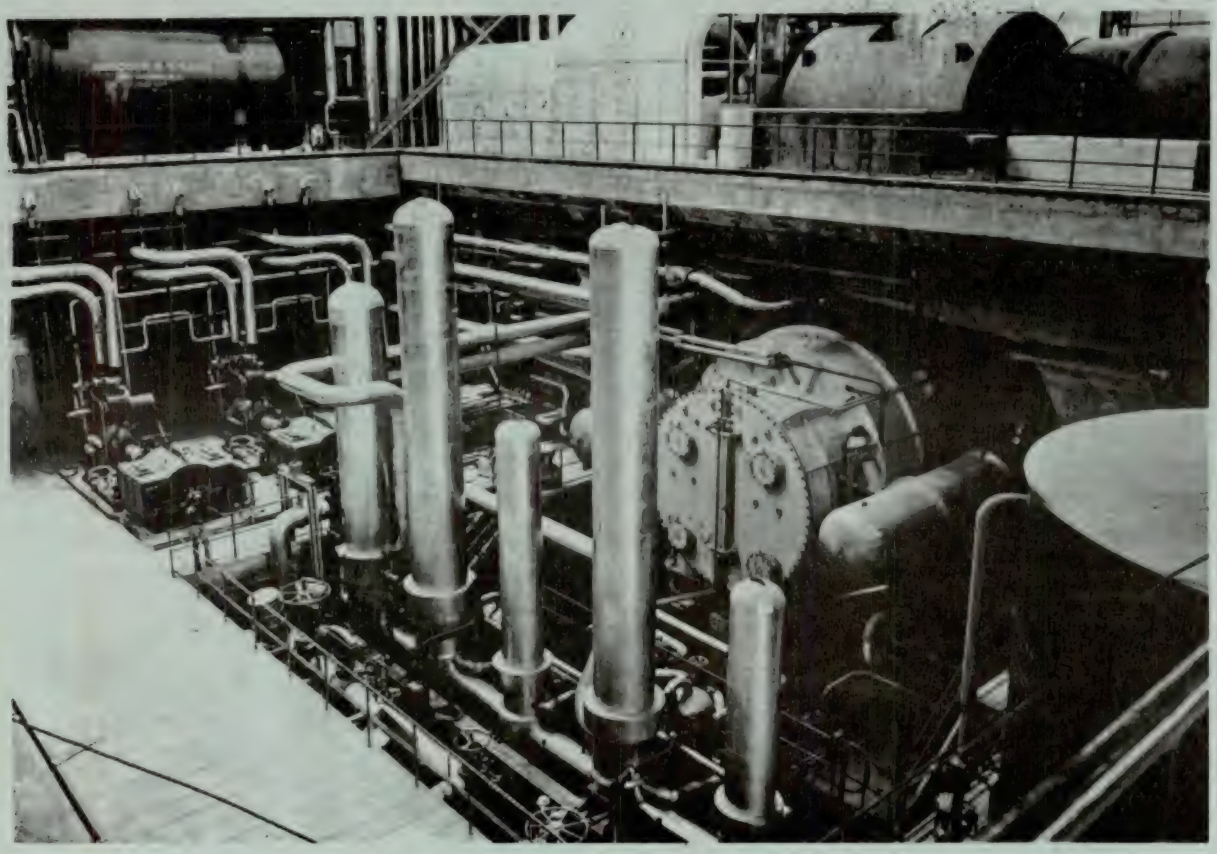
4.1 — Intensity of the earthquake

For the interpretation of the results it would be of paramount importance to estimate the intensity of the earthquake in different areas and to study the influence of soil conditions. As no strong motion instrumental records are available this is a difficult task.

A way to estimate the power spectral intensity of acceleration is based on the maximum displacements observed in some structures. According to previous results [15] the mean maximum displacement of a one-degree-of-freedom oscillator with 5 % critical damping, expressed in cm, is approximately given by

$$\delta = \frac{6}{f}\sqrt{\frac{S}{700}} = 0.23\,\frac{\sqrt{S}}{f} \quad \ldots\ldots 1)$$

MAGUE



CENTRAL TERMICA DO CARREGADO (Empresa Termoeléctrica Portuguesa, S.A.R.L.)
Pré-aquecedor de alta pressão e Condensador principal do 1º. Turbo-Grupo de 125 MW.
(Licença Brown Boveri & Cie)

PONTES ROLANTES, GUINDASTES E APAR. DE ELEVAÇÃO ESPECIAIS	*Projecto e fabrico*
TURBINAS HIDRÁULICAS	*Fabrico segundo licença de A. C. M. de Vevey, S. A.*
TURBINAS A VAPOR	*Fabrico segundo licença de Brown Boveri, Cie.*
CALDEIRAS A VAPOR	*Projecto e fabrico segundo licença de Foster Wheeler, Co.*
EQUIPAMENTOS E INSTALAÇÕES INDUSTRIAIS	

CONSTRUÇÕES METALOMECANICAS **MAGUE** S.A.R.L

ALVERCA DO RIBATEJO — PORTUGAL

Companhia Portuguesa de Petróleos BP – Matosinhos
Tanques 3 x 2000,1 x 1000 e 2 x 200 m³ – alta pressão
(2,5 p. s. i.)

- ALTERNADORES (de potência superior a 2000 kVA), COMPENSADORES SÍNCRONOS, MOTORES DE GRANDE POTÊNCIA (fabricação parcial).
- EQUIPAMENTOS PARA INDÚSTRIAS QUÍMICAS E PETROQUÍMICAS
  Tubagens, tremonhas, reactores, permutadores, cisternas, etc.
- EQUIPAMENTOS PARÁ INDÚSTRIAS PETROLÍFERAS
  Torres, balões, permutadores, filtros, aerorefrigerantes, tubagens, etc.
- EQUIPAMENTOS PARA INDÚSTRIAS CIMENTEIRAS
  Fornos, moinhos, separadores, arrefecedores, etc.
- RESERVATÓRIOS
  De tecto fixo e tecto flutuante, de alta e baixa pressão. Para gases liquefeitos. Gasómetros
- EQUIPAMENTOS DE MANUTENÇÃO E TRANSPORTE
  Elevadores de alcatruzes, elevadores de palhetas, transportadores de tela metálica e de borracha, contentores, etc.
- ESTRUTURAS METÁLICAS
  Pontes, cimbres, coberturas, pisos, edifícios industriais, etc.
- MONTAGENS PESADAS

SEPSA SOCIEDADE DE CONSTRUÇÕES ELECTRO-MECÂNICAS, S.A.R.L.
APARTADO 8 • LEÇA do BAILIO • TELEX SEPSA P 2616

Fig 6 — Palace Corvin

Fig. 7 — Petunia I and II

Fig. 8 — San Bosco

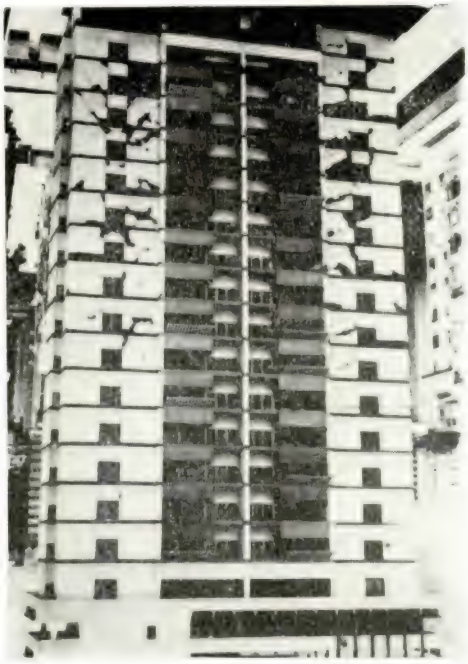


Fig. 9 — Castillete

where f (Hz)* is the natural frequency of the structure, S ($cm^2 s^{-4}/Hz$) is the power spectral density of acceleration of the considered earthquake and 700 $cm^2 s^{-4}/Hz$ is the intensity of the staddard earthquake (30 s of N-S El-Centro 1940 record). Thus S can be estimated by

$$S = 19 \cdot 2 \, f^2 \quad \ldots\ldots \quad 2)$$

(*) Hz — Herz — cyles per second.

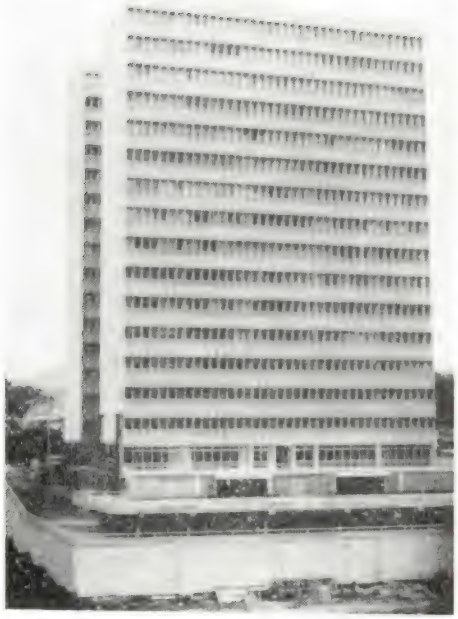


Fig 10 — Mene Grande

Fig. 11 — Plaza Uno

Fig. 12 — Macuto Sheraton Hotel

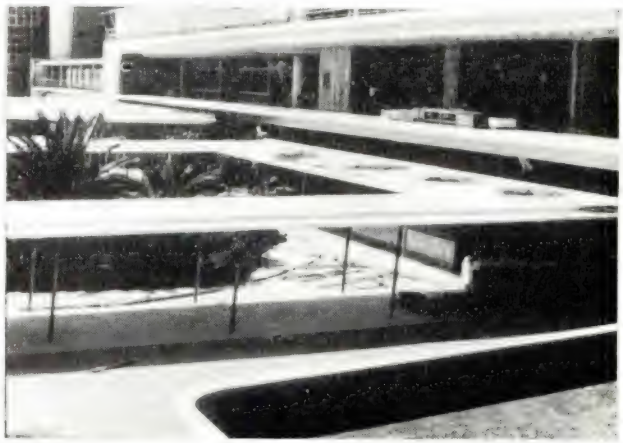


Fig. 13 — Pergola, Macuto Sheraton

The computations concerning the Macuto-Sheraton Hotel main building (Table II, ref. no. 14) indicate that for a horizontal transverse force equal to 0.22 of the weigth of the structure (force necessary to produce yielding of the columns) the elastic displacement above the 4th story is of about 4.5 cm. Tests on reinforced concrete models to scale $^1/_{5.5}$ of the collapsed columns have shown that the amount of damage observed in the columns corresponds to residual displacement of about 3.5 cm (fig. 16 and 17). Thus the maximum displacement due to the earthquake can be estimated as 8 cm. By using expression 2) and by considering the natural frequency of 1.4 Hz, a spectral density of 1400 $cm^2 s^{-4}/Hz$ is obtained. This value is twice the indicated standard one.

For the Macuto-Sheratton Pergolas (Table II, ref. no. 22 and 23) the indicated expression is no longer valid as the effect of gravity can no more be disregarded, as indicated by Husid [16]. By performing a dynamic non-linear analysis taking in consideration the effect of gravity, a maximum displacement of 24 cm is reached (for $t = 13$ s)

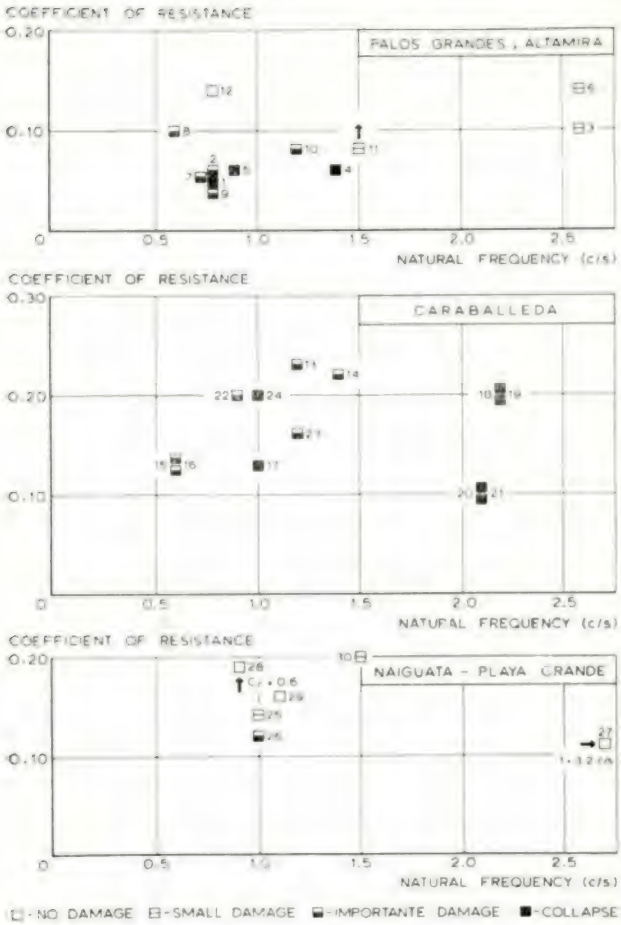


Fig. 14 — Relation between amount of damage, coefficient of resistance and computed natural frequency

Fig. 16 — Model test of column

when Pergola 1 is subjected to the accelerogram of N-S El-Centro 1940 earthquake having its ordinates multiplied by $\sqrt{1.5}$.

Another way to estimate the power spectral density of acceleration consists in computing the

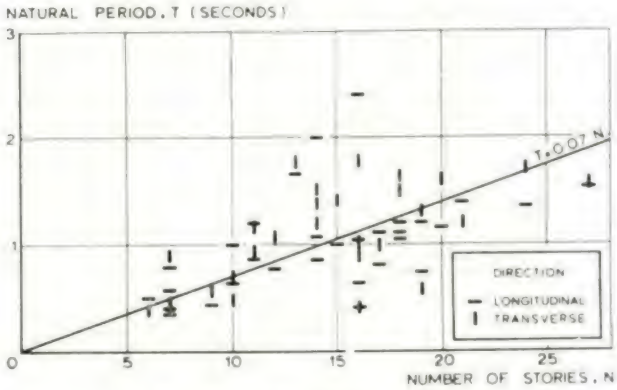


Fig. 15 — Measured periods

response of systems with a number of degrees of freedom sufficient to secure an accurate representation of the structural behaviour and to verify at what values of the spectral density of acceleration the observed amount of damage or collapse is attained. Computations of this type considering non-linear behaviour were performed for Mansion Charaima (Table II, ref. no. 17) and show that for a power spectral density of 300 cm^2s^{-4}/Hz rupture of the columns is attained at the 7 th story due to a whiplash effect, fig. 18.

The dynamic analysis of Petunia II building (Table I, ref. no. 8) performed considering the linear behaviour of a 11 degree of freedom

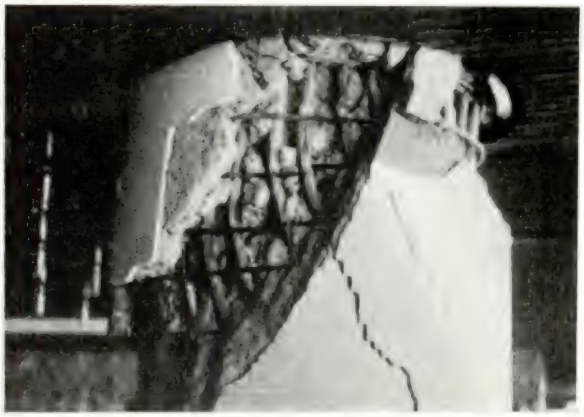


Fig. 17 — Macuto Sheraton column

system on an elastic foundation indicates that collapse by compression failure of the external columns occurs for a power spectral density of acceleration of about 500 $cm^2 s^{-4}/Hz$.

The seismoscope situated at Observatorio Cajigal ($T = 0.7$ s, $n = 0.029$) founded on rock, suffered a maximum acceleration of 200 cm^2/s [18]. This acceleration corresponds to a constant spectral density of about 150 $cm^2 s^{-4}/Hz$ over the frequency range 0 - 5 Hz.

Finally comparisons of the coefficients of resistance with the observed damages, and the observed damages themselves give qualitative indications on the intensity of the earthquake.

It can be concluded that the intensity of the earthquake was much amplified in the Caraballeda area where an intensity considerably higher than the standard one was attained. This amplification is also apparent at Palos Grandes — Altamira but the intensity in this area is assumed to be lower than 700 $cm^2 s^{-4}/Hz$. In Caracas outside this area the intensity of the earthquake was even smaller.

It must be noticed that, according to the magnitude of the earthquake (about 6.3 Richter) and the distance to the epicenter (70 km) [18], an intensity smaller then the one of El-Centro would be expected in Caracas.

4.2 — Soil conditions

Available data on soil conditions in the studied areas indicate the occurrence of consolidated alluvial layers at Palos Grandes — Altamira with a thickness over 80 m and of softer alluvial layers reaching to at least 70 m in Caraballeda area. These thicknesses obtained through recent drilling [19] exceed the ones mentioned in previous geological information [7].

Spectral analysis of microtremors registered by Grasses [20] at three different places of Palos Grandes — Altamira show a predominant frequency of about 0.7 Hz. This value, that is near to the natural frequencies of the tall buildings existing in this area, suggests a local selective amplifying effect [21]. The existence of softer layers at Caraballeda may be responsable for the more severe damage that occured in this area. However this important problem deserves further study.

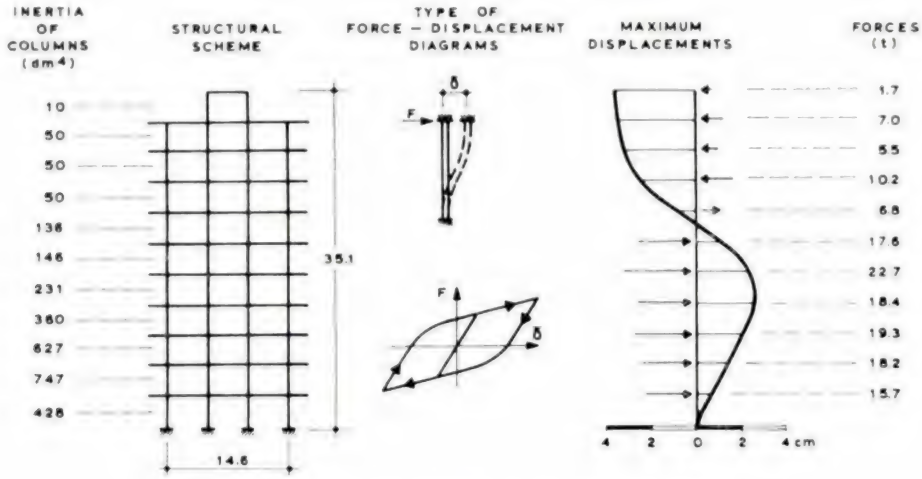


Fig. 18 — Dynamic analysis of Mansion Charaima

4.3 — Behaviour of buildings

Fig. 14 shows that at Palos Grandes and Altamira area the buildings that collapsed or suffered important damages had coefficients of resistance below about 0 08.

The fact that Petunia II building (Table I, ref. no. 8), having a coefficient of resistance of 0.10, underwent important damage can in part be explained by its cantilever behaviour which corresponds to a lower ductility than the one corresponding to frame behaviour.

In the Caraballeda area the buildings that

collapsed or suffered important damages had coefficients of resistance below about 0.22. In Naiguatá and Playa Grande this limit decreases to about 0.12.

The influence of the natural frequency on the amount of damage is not directly apparent in fig. 14. This may be due to the relatively small range of natural frequencies in the structures and also to the fact that the influence of this factor is not as important as indicated by the proportionality between seismic coefficient and natural frequency.

Fig. 15 relates the measured natural periods, T, in longitudinal and transverse directions to the number of stories, N. The mean value of variation, V, being 35%.

Correlations of the type $T(s) = K \frac{H}{\sqrt{B}}$, where K is a constant, H the height and B the depth (m) of the buildings were also considered the following results being obtained.

H/B	Number of cases	K	V (%)
>2	29	0.082	14
<2	19	0.123	22
all	48	0.098	29

Particular reference is due to the very good behaviour of Plaza I building (Table IV, ref. no. 42) having a reinforced concrete shear walls structure.

A description of some accidents due to faulty details is not included in the present paper but can be found in several of the indicated references.

5 — CONCLUSIONS

The main conclusions derived are the following.

5.1 — The intensity of the earthquake was very different in the various areas of Caracas and nearby locations. The following approximate estimates of the power spectral density of acceleration expressed in $cm^2 s^{-4}/Hz$, can be indicated:

Caraballeda	$\simeq$ 1 500
Playa Grande — Naiguatá	$\simeq$ 700
Palos Grandes — Altamira	$\simeq$ 500
Cajigal	$\simeq$ 150

5.2 — The variation of seismic intensity seems mainly due to different soil conditions. Even so present information does not permit a quantitative assessment of the relationship between the observed intensity and the soil conditions.

5.3 — The comparison between the computed coefficients of resistance and the observed damages shows that the buildings that collapsed or suffered important damage had coefficients of resistance below about 0.22 in Caraballeda, 0.12 in Naiguatá and Playa Grande, and 0.08 in Palos Grandes — Altamira.

5.4 — In the observed cases, the influence of the natural frequency of vibration on the relation between coefficients of resistance and amount of damage does not appear to be important.

5.5 — Due to the fact that most structures were formed by frames, the influence of the type structure and of the correspondent ductility on the relation between coefficients of resistance and amount of damage was not clearly detected. It would be of great value to obtain further data on this matter.

5.6 — The collapses can in general be explained by the small values of the coefficients of resistance and are not attributed to poor construction or faulty detailing. The coefficient of resistance are particularly low for those structures that in one direction had no beams but only slender flat slabs.

5.7 — The presented results may contribute in assessing the adequacy of seismic factors usually adopted. Attention must be paid to the fact that the indicated coefficients of resistance can only be directly compared with the seismic factors indicated by those codes that consider ultimate design and load factors equal to 1.

ACKNOWLEDGMENT

Appreciation is due to the Comité Conjunto del Concreto Armado de Venezuela for the support of this research.

BIBLIOGRAPHY

1 — MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS — «Plano de inmuebles afectados por el sismo del 29-7-67». Join information of different MOP Sections, CIV and other engineering public institutions on the basis of OMPU 1 : 5.000 plan, Caracas, September 1967.

2 — INSTITUTO DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES — «Mediciones y Ensayos practicados sobre muestras obtenidas de escombros de cinco edificios destruidos por el sismo ocurrido en Caracas el 29-7-67». Informe Especial, IMME, Facultad de Ingenieria, U. C. V., Caracas, Noviembre 1967.

3 — Informe de la Comisión Presidencial sobre las estructuras colapsadas durante el sismo del 29 de Julio 1967. Caracas, Marzo 1968.

4 — DEGENKOLB, H. J. — «Seismic tremor shook Caracas severely». Engineering New Record, August 24, 1967.

5 — Sub-Comisión investigadora del fenomeno sísmico ocurrido em Caracas, Ministerio de Minas e Hidrocarburos «Informe», Caracas, 31-8-1967.

6 — FINTEL, M., NIEVES, J. M., JOBSE, H. J., ARMHEIN, J. E., GRIFFIN, P. G. — «The behaviour of reinforced concrete structures in the Caracas, Venezuela, earthquake of July 29,1967». P. C. A. preliminary Report, U. S. A., September 1967.

7 — Comisión ad-hoc designada por el Colegio de Ingenieros de Venezuela. «Informe Preliminar sobre el Sismo». Boletin Informativo CIV, n.º 93 Nov-Dic 1967.

8 — STEINBRUGGE, K. V., CLUFF, L. S. — «The Caracas, Venezuela, Earthquake of July 29, 1967». Mineral Information Servlce, pp. 3-12, January 1968.

9 — ESTEVA, L., DIAZ DE COSSIO, R., ELORDUY, J. — «El temblor de Caracas, Julio 29, 1967». (Paper under preparation).

10 — SOZEN, M. A. — «The Caracas earthquake of July 29,1967». ACI Journal May 1968, pp, 394-401.

11 — Comité Européen du Béton — «Recommandations Pratiques à l'usage des Constructeurs». Bulletin d'Information CEB No. 39, Paris, 1963.

12 — Regulamento de Estruturas de Betão Armado. Decreto n.º 47.723, de 20 de Maio de 1967, Lisboa.

13 — Structural Engineers Association of California, Seismology Committee — «Recommended Lateral Forces Requirements», San Francisco, 1967.

14 — Dr. Baule Erschütterungsaufnehmersystem, B4 h z 150.03/04 TB. Höttinger Messtechnik G.m.b.H., Darmstadt, 1960.

15 — BORGES, J. FERRY — «Seismic design criteria for reinforced concrete buildings». III World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 1965.

16 — HUSID, R. — «Gravity effects on the earthquake response of yielding structures». Ph. D. Thesis, California Institute of Technology, May 1967.

17 — RAVARA, A. — «Comportamento de estruturas de betão armado sob a acção dos sismos». Tese, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Abril 1968, Lisboa.

18 — FI·DLER, G. — Paper to be published, Instituto Sismologico, Observatoria Cajigal, Caracas.

19 — MOP, Dirección de Vialidad, Sección de Laboratorio — «Perforaciones en los terrenos de los edificios colapsados durante el sismo del 29-7-67», Unpublished.

20 — GRASES, J. — «Estudio del sismo de Caracas». Report under preparation.

21 — MINEIRO, A. — «Estudo de problemas geotécnicos relativos ao sismo de Caracas de 1967. Report under preparation.

FRAPIL

CONSTRUÇÕES E MONTAGENS ELÉCTRICAS

SARL

máquinas de soldadura eléctrica

transformadores

rectificadores de silício

processos semiautomáticos

licença

OERLIKON

SEDE E INSTALAÇÕES FABRIS

CAIS DE SÃO ROQUE
APARTADO 20
TELEFONE 23071/2
AVEIRO

DELEGAÇÃO NO SUL

RUA CASTILHO
38, r/c.-dt.
TELEFONE 5 25 28
LISBOA-1

042.72.1658

DESPOEIRAGEM

FILTROS TECIDOS EM PEÇAS, PANOS, SACOS, MANGAS

DE QUALQUER FIBRA NATURAL OU SINTÉTICA

FANAFEL

FÁBRICA NACIONAL DE FELTROS INDUSTRIAIS
SOCIEDADE LIMITADA

APART.: 9
TELEF.: 52091 PBX
TELEG.: FELTROS

OVAR
PORTUGAL

ESCRITÓRIO E FÁBRICA
ESTRADA DE S. JOÃO

Empresa Ultramarina de Sondagens e Fundações, L.da

(SONDADORA)

SONDAGENS geológicas e geotécnicas — CAPTAÇÕES de águas subterrâneas — REBAIXAMENTOS do nível freático — CONSOLIDAÇÕES E ESTABILIZAÇÃO do solo — INJECÇÕES DE CIMENTO e outros produtos — INFRAESTRUTURAS de barragens, túneis e pontes — FUNDAÇÕES de todos os tipos

Única Empresa da especialidade com sede no Ultramar Português

DELEGAÇÃO - LISBOA
R.S.Pedro de Alcântara, 1
Tel. 32 46 93 e 21 32 56

SEDE - LUANDA
Rua Serpa Pinto, 60
C.P.2178 - Tel.4226

MOÇAMBIQUE
L.Marques - C.P.982 - Tel.741121
Beira - C.P. 1002 - Tel. 71497

C. D. U. 624.131.439.7
624.042.8

NOTA SOBRE A INFLUÊNCIA NAS CONSTRUÇÕES DAS VIBRAÇÕES DOS TERRENOS PROVOCADAS POR EXPLOSÕES*

por JOAQUIM MOURA ESTEVES**

RESUMO

Neste trabalho apresenta-se um estudo da bibliografia mais recente sobre a matéria em epígrafe.

Indicam-se os critérios de segurança que têm sido aplicados nos E.U.A., Canadá e Suécia concluindo-se que o critério baseado na velocidade de vibração das partículas, hoje o mais adoptado, é uma medida da deformação experimentada por uma construção fundada num terreno onde se propaga uma onda de vibração.

O limite geralmente admitido para a velocidade máxima de vibração das partículas dum terreno é de 50 mm/s (2 in/sec), abaixo do qual é de prever que não haverá danos na construção.

Apresentam-se também alguns resultados obtidos no L. N. E. C., concluindo-se ser necessário estudar para cada caso, o modo de propagação da vibração provocada por explosões.

Finalmente, com o objectivo de se iniciar um trabalho com boa técnica, apresentam-se alguns elementos que permitem numa primeira aproximação calcular a carga de explosivo a empregar.

SYNOPSIS

This paper is a study of the most recent literature on the subject in reference.

The safety criteria in use in the U.S.A., Canada and Sweden are indicated, it being concluded that the criterion based on the velocity of propagation of particles, the most used today, is a measurement of the strains in a structure founded on soil where the vibration wave progresses.

The usual limit velocity of the particles in the soil is 50 mm/s (2 in/sec), below which no damages are to be anticipated in the structures.

Some results obtained at the L.N.E.C. are also presented, it being concluded that the propagation characteristics of blast vibrations should be studied in each particular case.

Finally in order to facilitate the application of safe methods, some data are presented by means of which the amount of explosive to be used can be calculated in a first approximation.

1 — INTRODUÇÃO

Pode dizer-se que desde as primeiras aplicações de explosivos em trabalhos mineiros e de engenharia civil, se levantou o problema dos efeitos nas edificações das vibrações dos terrenos e do ar originadas pela sua detonação. Este problema é especialmente importante, quando se realizam desmontes de rocha empregando explosivos, nas proximidades de zonas habitadas.

Não existe ainda, porém, um critério de segurança igualmente seguido na generalidade dos países, definidor do máximo nível de vibrações provocadas por explosões que não deve ser ultrapassado sob perigo de ocorrerem danos nas edificações situadas nas suas proximidades.

Este problema tem sido objecto de vários estudos especialmente na Suécia, E.U.A. e Canadá, subsidiados por entidades estatais, companhias de seguros, fabricantes de explosivos, construtores, etc. Entre nós, que se saiba, não tem havido estudos específicos do problema e o que se tem feito tem tido apenas carácter qualificativo.

Sucintamente referem-se a seguir os critérios de segurança aplicados a edificações, desde 1942, nos E.U.A., Canadá e Suécia, países que têm estudado, como se disse, mais profundamente a influência nas construções das vibrações dos terrenos provocadas por explosões. Aquela data marca o início das investigações realizadas no Bureau of Mines dos E.U.A. com vista ao estabelecimento dum critério de segurança definidor do máximo nível de vibrações originadas por explosões, que as edificações podem suportar sem nelas se verificar dano.

---

* 2.as Jornadas de Engenharia e Arquitectura do Ultramar — Luanda, Maio e Junho de 1969.

** Engenheiro Civil, Especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Neste trabalho analisa-se o critério de segurança que, com base naquelas investigações, parece dever seguir-se entre nós, quando não se realizam estudos específicos, suficientemente pormenorizados, e apontam-se regras práticas para o cálculo da carga de explosivo a utilizar em cada detonação e para certos tipos de terreno.

2 — CRITÉRIO DE SEGURANÇA

O primeiro relatório das investigações efectuadas pelo Bureau of Mines, em 1942 [1], referia o critério de segurança relativamente à rotura ou dano duma construção baseado nas acelerações experimentadas pela estrutura, de modo que se se atingisse um nível de vibração inferior a 0,1 g (um décimo da aceleração da gravidade) isso significava não existir perigo para a edificação; mas para níveis de vibração correspondentes a valores de 0,1 g a 1 g haveria que tomar precauções; acima de 1 g a situação era de perigo.

Pouco depois desta data, em 1949, F. J. Crandel [2] estabelece um critério de segurança, duma construção, especìficamente baseado no nível de vibração alcançado pelo terreno onde se situava a construção. Este critério de Crandel é expresso em termos dum coeficiente energético, definido pelo cociente entre o quadrado da aceleração e o quadrado da frequência da vibração; a aceleração é expressa em ft/s^2 e a frequência em c/s. Para os coeficientes energéticos inferiores a 3, a situação era considerada de segurança; entre os valores 3 e 6 teria de se tomar alguma precaução; acima do valor 6 a situação era de perigo.

Depois, até 1960, observou-se um crescente interesse por estes problemas, mas, no entanto, não se encontrou um critério de segurança geralmente aceite. Por exemplo, nos E.U.A., adoptavam-se os mais variados critérios. Assim, no estado de Massachussetts, considerava-se o valor 1 do critério energético como limite de segurança, enquanto no estado da Pensilvânia se considerava o valor de 0,03 polegadas (critério de deslocamento) para esse limite de segurança.

Noutros países, especialmente na Suécia e no Canadá, começou a adoptar-se um critério de segurança baseado na velocidade de vibração das partículas do terreno onde se situava a construção e escalonado do seguinte modo: na Suécia, em 1957 [3], para velocidades inferiores a 70 mm/s (2,8 in/sec) não se observavam danos; deste nível de velocidade até 110 mm/s (4,3 in/sec) poderiam surgir fendas no estuque e mesmo quedas deste; até 160 mm/s (6,3 in/sec) surgiriam algumas fendas na estrutura; para 230 mm/s (9,1 in/sec) seriam já graves as fendas que surgissem. No Canadá, em 1959 [4], foi proposto um critério baseado também na velocidade de vibração das partículas do terreno, correspondendo o nível de 50 mm/s (2 in/sec) ao limite considerado seguro; entre 50 e 100 mm/s (2 e 4 in/sec) haveria que tomar precauções; acima de 100 mm/s (4 in/sec) ocorreriam grandes danos ou rotura.

Em face deste panorama, de grande controvérsia, sobre qual o critério de segurança que deveria ser adoptado, e tendo em consideração o incremento do número de problemas criados pelo desenvolvimento do emprego de explosivos e atendendo ainda ao desenvolvimento verificado na tecnologia do desmonte a fogo, decidiu o Bureau of Mines (E.U.A.) estudar de novo o problema das vibrações originadas por este tipo de desmonte e os seus efeitos nas edificações.

O mais importante desses estudos, feito com aplicação de métodos estatísticos [5], teve por base, especialmente, os trabalhos realizados pelo próprio Bureau of Mines, pelos investigadores suecos Langefors, Kihlström e Westerberg, e pelos investigadores canadianos Edwards e Northwood [1, 3 e 4], pois, embora tivessem sido estudados 47 trabalhos, apenas os realizados por esses investigadores continham valores de amplitudes e frequências de vibrações, originadas por explosões, relacionados com os danos por elas provocados em edificações. Desse estudo constatou-se, em todos os 124 casos analisados, que era a grandeza velocidade de vibração das partículas do terreno que melhor caracterizava a interdependência entre a vibração do terreno e os danos por ela provocados nas edificações sobre ele construídas. Esta constatação é bastante significativa uma vez que os dados que a originaram foram obtidos por investigadores trabalhando independentemente uns dos outros e utilizando variados aparelhos de medida em locais diversos, onde existiam diferentes edificações. Parece por isso aplicável, mesmo para diversas condições físicas, o critério de segurança contra danos ou rotura de edificações baseado na velocidade de vibração das partículas do terreno.

Como o estudo se baseou em métodos estatísticos apenas foi possível definir uma fronteira correspondente ao nível de vibração de 50 mm/s (2 in/sec), abaixo do qual não é de esperar que ocorra dano na edificação. Este limite não se afasta muito dos limites estabelecidos por outros investigadores. Por exemplo, o coeficiente energético 3, de Crandell, corresponde a uma velocidade de 84 mm/s (3,3 in/sec); para Langefors, Kihlström e Westerberg esse limite é de 70 mm/s (2,8 in/sec); e para Edwards e Northwood é de 50 mm/s (2 in/sec).

Aquele estudo mostra ainda que o nível de 190 mm/s (7,6 in/sec) corresponde a 50 % da probabilidade de ocorrerem grandes danos (queda de estuque, graves fendas) e que a probabilidade de ocorrerem pequenos danos (ocorrência de finas fendas no estuque, abertura de fendas já existentes) é ligeiramente inferior a 50 % para uma velocidade das partículas de 137 mm/s (5,4 in/sec).

O critério de segurança baseado na velocidade de vibração das partículas, que é hoje o adoptado duma forma geral, parece ser razoável, pois, como observam Ambraseys e Hendron [6], a máxima velocidade radial Vr duma partícula é proporcional à máxima deformação unitária radial ε_r conforme mostra a equação (1):

$$\varepsilon_r = \frac{Vr}{c} \qquad (1)$$

em que c é a velocidade de propagação da vibração no terreno.

Assim, a velocidade da partícula é uma medida da deformação do terreno, sendo por isso de esperar que tal velocidade seja uma medida da deformação e dano observado numa construção fundada nesse terreno, onde se propaga uma onda de vibração.

Considerando então aceitável, em face do conhecimento actual do problema, que é a grandeza velocidade de vibração das partículas do terreno que melhor caracteriza a interdependência entre a vibração do terreno e os danos que eventualmente surgem nas estruturas sobre ele edificadas e que não se deve ultrapassar o nível de velocidade de 50 mm/s (2 in/sec), haverá agora que saber qual a máxima carga de explosivos que pode ser detonada sem que, portanto, se originem danos.

3 — CARGA DE EXPLOSIVOS A UTILIZAR

A carga máxima de explosivos a empregar depende não apenas do nível de vibração local que origina a sua detonação mas também da distância da explosão ao edifício e das propriedades dinâmicas do meio onde se transmite a vibração.

Com base nas medições de velocidades máximas de vibração das partículas feitas em 19 locais de pedreiras, W. I. Duvall, C. F. Johnson. A. V. C. Meyer e J. F. Devine [7] estabeleceram a seguinte equação da vibração:

$$V = KQ^b D^{-n} \qquad (2)$$

em que:

- V — velocidade máxima de vibração da partícula
- K — constante dependente do meio de propagação
- Q — carga de explosivo por rebentamento
- D — distância entre os pontos de explosão e de observação
- b e n — expoentes que variam com a componente da velocidade (radial, vertical, transversal)

Ambraseys e Hendron [6] concluem da análise dimensional que a velocidade é função da relação $D/Q^{1/3}$ entre a distância D e a raiz cúbica da energia ou carga explosiva Q. Embora alguns autores como Devine [8] apresentem valores de velocidade em função da relação $D/Q^{1/2}$, parece ser, efectivamente, de recomendar a relação $D/Q^{1/3}$ visto que sendo baseada na análise dimensional permitirá extrapolar a regra ou lei estabelecida a partir dos elementos existentes ou obtidos localmente.

Seguindo de perto Ambraseys e Hendron [6] apresenta-se a figura 1, onde se observa a variação dos valores da velocidade máxima da partícula em função dos valores da relação $D/Q^{1/3}$. Para valores superiores a $10 \text{ftl/b}^{1/3}$ recomenda-se a equação (3)

$$Vr = 360 \text{ in/sec } (D/Q^{1/3})^{-1,6} \qquad (3)$$

sendo Vr a velocidade radial, com D expressa em pés e Q em libras. Para menores valores da relação $D/Q^{1/3}$ recomenda-se a equação (4)

$$Vr = 6000 \text{ in/sec } (D/Q^{1/3})^{-2,8} \qquad (4)$$

correspondendo esta lei a uma maior atenuação da velocidade máxima do que para o caso anterior, devido a comportamento inelástico do terreno.

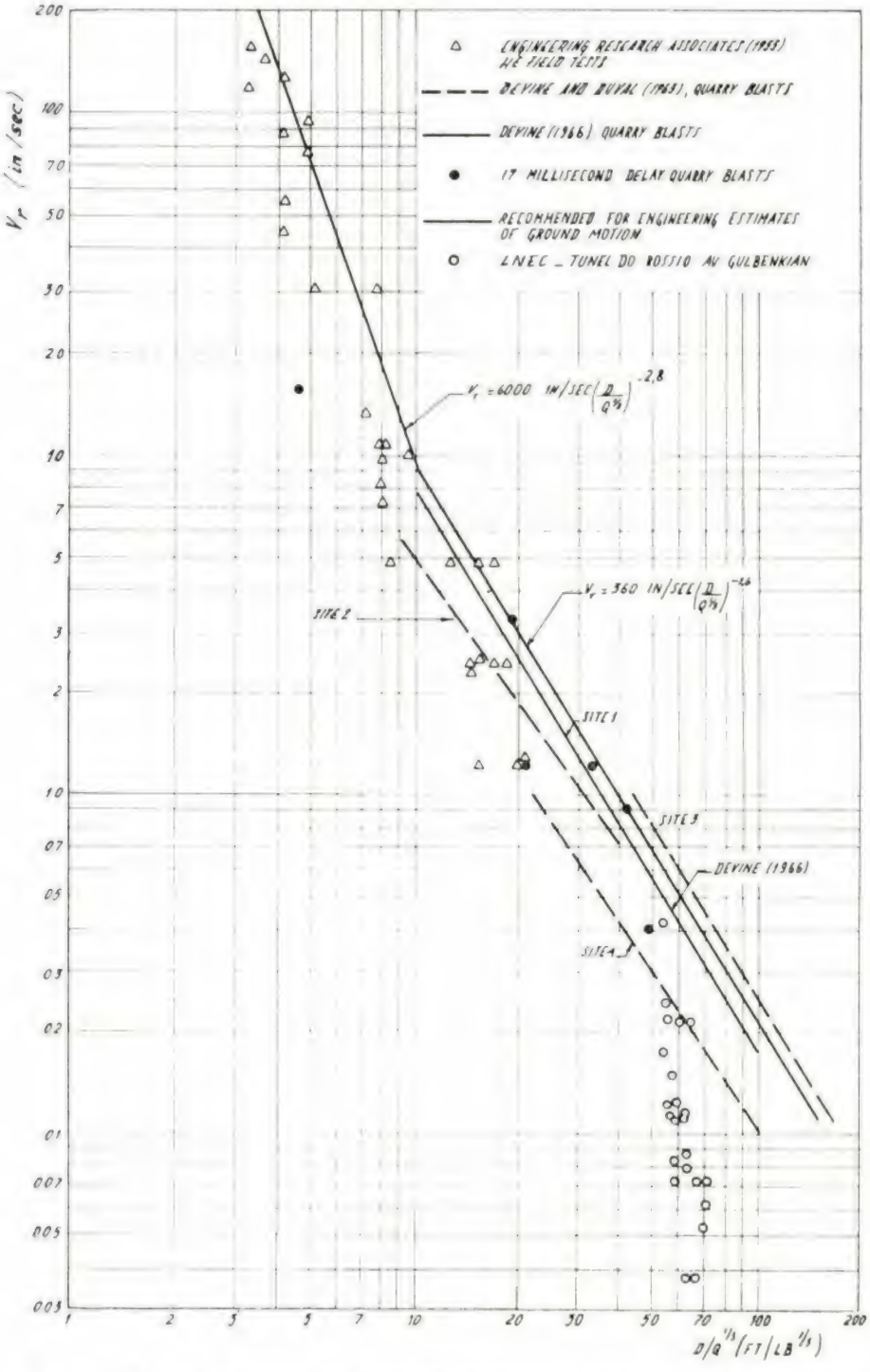


Fig. 1 — Valores de campo de velocidades máximas das partículas em função da relação $D/Q^{1/5}$ (origem: Ambraseys and Hendron [6])

Nesta mesma figura estão implantados alguns pontos correspondentes a valores de velocidades radiais, das partículas do revestimento do túnel do Rossio, obtidos pelo L. N. E. C. aquando dos trabalhos de abertura, com emprego de explosivos, da Avenida Gulbenkian sobre aquele túnel [9]. Embora estes resultados sejam representativos

apenas dum dado local, verifica-se que os correspondentes pontos se dispõem segundo uma lei diferente das acima referidas, o que revela que elas não devem ser indistintamente aplicadas.

Deverá, pois, efectuar-se para cada caso os estudos do modo de propagação da vibração provocada por explosões, procurando-se estabelecer uma relação entre a velocidade máxima de vibração das partículas do terreno junto à edificação e o cociente $D/Q^{1/3}$ entre a distância D do ponto de detonação ao ponto de recepção da onda vibratória e a raiz cúbica da carga de explosivo.

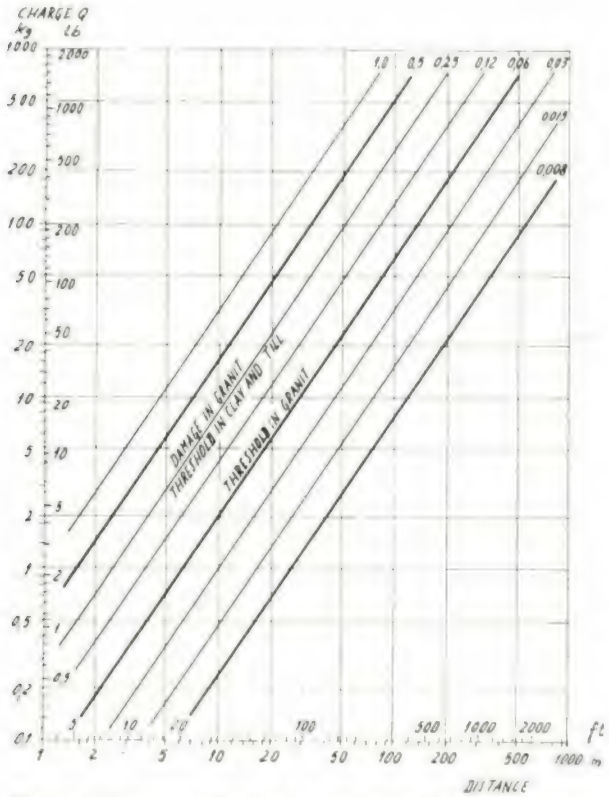


Fig. 2 — Carga de explosivo Q em função da distância D para diversos valores da relação $Q/D^{1/3}$ (origem: Ü. Langefors and B. Kihlström [10]).

No entanto, e a título de início dos trabalhos, recomenda-se a utilização do ábaco da figura 2 e do quadro I estabelecidos por Langefors e Kihlström para se calcular a carga de explosivos a empregar [10].

Estes mesmos autores apresentam também num outro quadro (quadro II) o tipo de dano ou rotura que pode ocorrer em habitações tipo moradia, fundadas em terrenos de natureza diversa, relacionando-o com o nível de velocidade de vibração das partículas desses terrenos.

Daqui ressalta a importância do conhecimento da velocidade de propagação das ondas elásticas em cada tipo de terreno onde se processa a utilização de explosivos.

Efectivamente, o valor de 50 mm/s (2 in/sec), estabelecido como limite de segurança para a velocidade de vibração das partículas do terreno, poderá ser elevado até 70 mm/s (2,8 in/sec) se a construção está fundada num terreno rochoso, mas terá, eventualmente, que ser reduzido se a edificação se encontrar implantada num terreno com baixa velocidade de propagação das ondas elásticas. A expressão (1) $\varepsilon_r = \frac{Vr}{c}$ mostra que ao pretender-se manter o valor da extensão ε_r da partícula do terreno, e portanto a sua deformação aquando da utilização de explosivos, a menores valores da velocidade c de propagação das ondas elásticas correspondem menores valores para a velocidade Vr de vibração das partículas, e vice-versa.

Na figura 3 apresenta-se um exemplo de registo obtido pelo L. N. E. C. no trabalho já referido do controle do nível de vibrações provocadas no revestimento do túnel do Rossio pela abertura a fogo da Avenida Calouste Gulbenkian. Foram registadas velocidades de vibração das partículas em três direcções ortogonais cujas grandezas foram calculadas com base em expressões prèviamente determinadas em ensaios laboratoriais de calibração da aparelhagem de medida. As explosões foram efectuadas com cápsulas retardadas de 0,5 milisegundo de modo a evitar-se a acumulação de efeitos. Fàcilmente se observa no registo que não se mantém aquele intervalo de tempo entre as diferentes explosões. Isto é devido não só a imprecisão de fabrico das cápsulas microrretardadas, mas também ao diferente modo de propagação da onda vibratória de ponto para ponto de explosão.

Finalmente e como se depreende do exposto, o estudo da influência das vibrações dos terrenos provocadas por explosões em edificações neles implantadas constitui vasto campo de investigação em diversos países especialmente nos E. U. A. Dada a importância do problema julga-se conveniente que se promova entre nós também o seu estudo, pelo menos até ao ponto de se poder quantificar o nível de vibrações originadas pela utilização de explosivos nos centros urbanos.

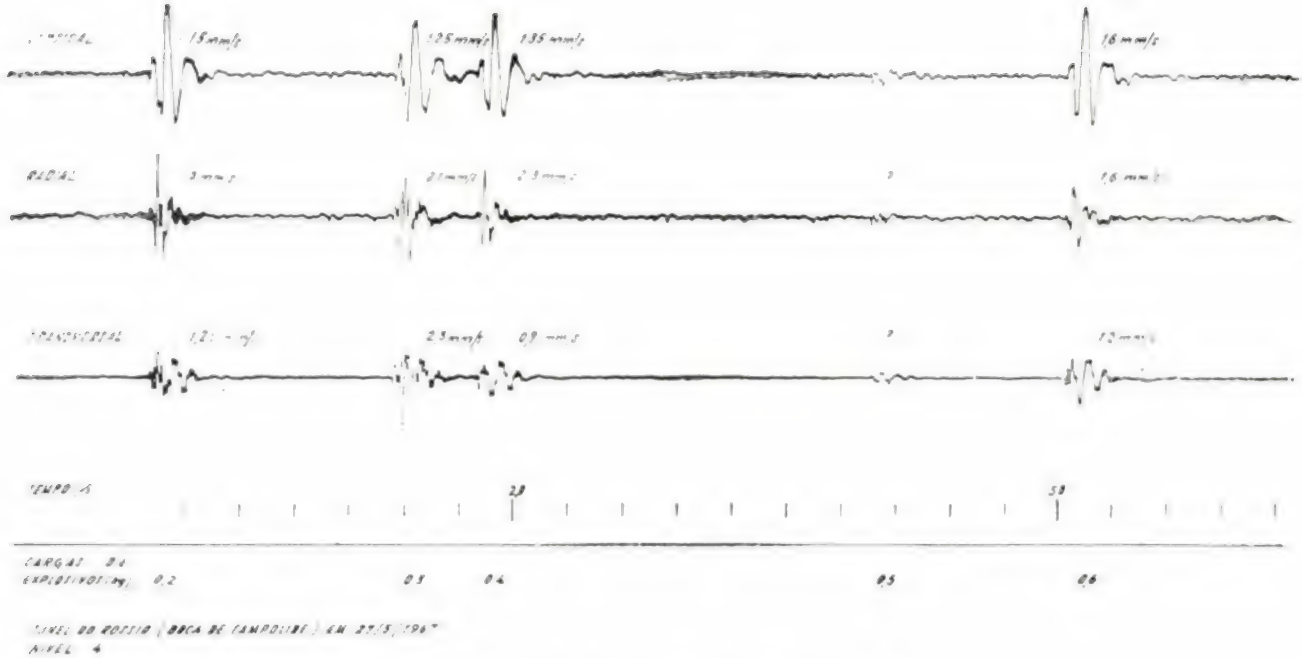


Fig. 3 — Exemplo dum registo de várias explosões

QUADRO I

Quantidades de explosivo para diferentes valores da relação $Q/D^{3/2}$

Distâncias D (m)	Q (kg)					
	$Q/D^{3/2} = 0{,}03$	0,06	0,12	0,25	0,50	1,0
0,4				0,07	0,14	0,28
1,0	0,03	0,06	0,1	0,24	0,5	1,0
1,4	0,05	0,10	0,2	0,4	0,8	1,6
2,0	0,09	0,2	0,4	0,7	1,4	2,8
2,8	0,15	0,3	0,6	1,2	2,4	4,8
4,0	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0
6,0	0,5	0,9	1,8	3,7	7,5	15
10,0	1,0	2	4	8	16	32
14	1,7	3,4	7	14	28	56
20	2,8	5,6	11	22	44	88
28	5	10	20	40	80	160
40	8,5	17	35	70	140	280
60	15	30	60	120	240	480
100	32	64	130	280	520	
140	50	100	210	420	840	
200	90	180	360	720	1440	
280	150	300	600	1200	2400	
400	250	500	1,000	2000	4000	
600	500	900	1,800	3700		
1000	1000	2000	4,000	8000		
1400	1700	3400	7,000			
2000	2800	5600	11,000			
2800	5000					
4000	8500					

Origem ; U. Langefors and B. Kihlström [10].

QUADRO II

Tipo de dano em residências género moradia implantadas em diferentes terrenos

Natureza do terreno	Areia, cascalheira argila abaixo do nivel freático	Moreia, xisto, calcário brando	Calcário duro, grés quartzítico gnaisse granito, diabase	Tipo de dano
Velocidade de propagação c (m/s)	1000-1500	2000-3000	4500-6000	
Velocidade	18	35	70	Não se observam fendas
de	30	55	110	Fendas insignificantes
vibração V	40	80	160	Fendilhação
(mm/s)	60	115	230	Grandes fendas

Origem: Ü. Langefors and B. Kihlström [10].

BIBLIOGRAFIA

1 — THOENEN, J. R., e WINDES, S. L. — Seismic Effects of Quary Blastings. «Bureau of Mines Bull». 442, 1942.

2 — CRANDEL, F. J. — Ground Vibration due to Blasting and its Effects upon Structures. «Journal of the Boston Society of Civil Engineers», vol. 36, n.º 2, 1949.

3 — LANGEFORS, UELF, KIHLSTRÖM, B., e WESTERBERG, H. — Ground Vibrations in Blasting. «Water Power», February 1958, pp. 335-338, 390 395, 421-424.

4 — EDWARDS, A. T., e Northwood, T. D. — Experimental Studies of the Effects of Blasting on Structures. «The Engineer», vol. 210, September 30, 1960.

5 — WILBUR I. DUVAL e DAVID E. FOGELSON — «Review of Criteria for Estimating Damage to Residences from Blasting Vibrations». Bureau of Mines, Report of Investigations 5968, 1962.

9 — AMBRASEYS, N. N., e HENDRON, A. J. — Dynamic Behaviour of Rock Masses, «Rock Mechanics in Engineering Practice» (pp. 217). John Wiley and Sons Ltd. 1968.

7 — DUVALL, W. I., JOHNSON, C. F., MEYER, A. V. C., e DEVINE, J. F. — Vibrations from Instantaneous and Millisecond-Delayed Quarry Blasts. Bureau of Mines, Report of Investigations 6151, 1963.

8 — DEVINE, J. F. — Avoiding Damage to Residences from Blasting Vibrations. Highway Research Record n.º 135 — H. R. B. — U. S. A., 1966.

9 — NASCIMENTO, U. F., ESTEVES, J. M., GRAÇA R. C., e PINTO, F. C. — Controle dos efeitos na estabilidade do túnel do Rossio, junto à sua boca de Campolide, das escavações para prolongamento da Avenida de Berna. Relatório do L. N. E C., 1968.

10 — LANGEFORS, Ü., e KIHLSTRÖM, B — «The Modern Technique of Rock Blasting». Almgvist and Wiksell, Stockholm, 1967.

C. D. U. 621.311.5/91

ELEMENTOS SOBRE A PRODUÇÃO E O CONSUMO DE ENERGIA NA REDE ELÉCTRICA NACIONAL (*)

— Breve nota mensal

Em Junho registaram-se ainda precipitações, que embora modestas em valor absoluto, se situaram em valores da ordem das correpondentes médias.

Em consequência das elevadas precipitações ocorridas nos últimos dias de Maio, que se reflectiram nas afluências «internas» do mês de Junho, e do caudal bastante favorável transitado em Miranda, as afluências ao conjunto do sistema produtor, durante o mês de Junho, atingiram cerca de 571 GWh valor este que tem uma probabilidade de ser excedido da ordem dos 8 % e a que corresponde um coeficiente de produtibilidade hidroeléctrica de 1,67.

II — Elementos gerais (GWh)

	a) Mensais		Variação
	1968	1969	%
Produção hidráulica (P_h)	389,2	471,5	+ 21
Produção térmica (P_t)	83,3	0,0	—100
Produção total (P_T)	427,5	471,5	+ 10
Energia recebida de empresas não pertencentes ao RNC (E_r)	1,4	2,7	+ 93
Exportações (Ex)	3,3	2,8	— 15
Importações (I)	1,5	2,2	+ 47
Saldo importador (S_I)	—1,8	—0,6	+ 67
Cons. em bomb. hidroelé. (C_b) (1)	0,0	0,0	0
Produção para consumos perman. (P_{cp})	378,1	419,4	(1) +10,9
Produção para consumos não perman. (P_{cnp})	49,0	54,2	+ 11
Total	427,1	473,6	+ 11
Coeficiente de hidraulicidade	0,74	1,67	—

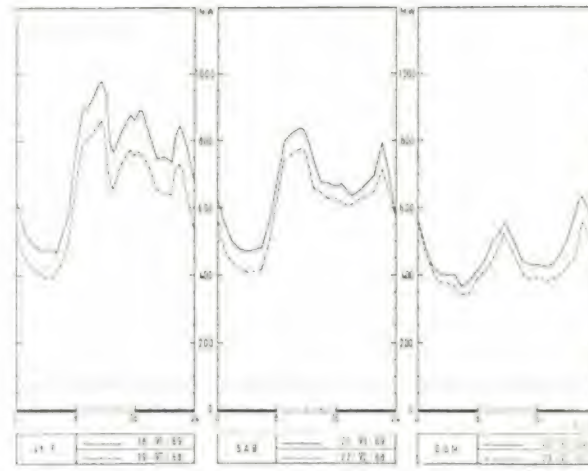
NOTA:

(1) O aumento percentual da produção para consumos permanentes, tendo em conta a incidência dos domingos e dias especiais e respectivamente de 11,9 e 9,4 %.

III — Diagramas de carga dos dias característicos

			4.ª feira:	
			1968	1969
Produção hidráulica		(P_h) MWh	13 121	17 821
Produção térmica		(P_t) MWh	2 290	0
Produção total		(P_T) MWh	15 411	17 821
Trocas com Espanha	Export.	(Ex) MWh	75	130
	Import.	(I) MWh	50	70
Cons. em bomb. hidroel.		(C_b) MWh	0	0
Prod. p.ª cons. perm.		(P_{cp}) MWh	14 102	16 024
Prod. p.ª cons. não perm.		(P_{cnp}) MWh	1 284	1 737
TOTAL		P_T+(-Ex) MWh	14 386	17 761
Características dos diagramas: P_T+(I-Ex)	Potência max.	MW	854	976
	Potência mín.	MW	393	467
	Utiliz. da ponta	horas	18,0	18,2
	Factor de carga		0,75	0,76
P_{cp}	Potência máx.	MW	799	901
	Potência mín.	MW	338	394
	Utiliz. da ponta	horas	17,6	17,8
	Factor de carga		0,73	0,74

JUNHO



IV — Energia armazenada nas principais albufeiras

Albufeiras:	No fim do mês	
	GWh	% (1)
Alto Rabagão	969,5	99,6
Paradela	213,7	98,3
Venda Nova	119,9	93,7
Salamonde	27,3	98,9
Caniçada	10,4	31,4
Vilar	99,0	98,4
Cabril	338,5	99,8
Castelo do Bode	154,1	94,5
Guilhofrei	6,6	79,5
Lagoa Comprida	(2) 37,6	98,0
Santa Luzia	58,0	94,2
Pracana	10,7	82,9
Póvoa	(3) 10,6	76,0
Total — com A. Rabagão	2060,9	97,1
Total — sem A. Rabagão	1091,4	95,0

NOTAS

(1) Coeficiente de enchimento em energia das albufeiras.

(2) Inclui 3,0 GWh armazenados em Vale do Rossim no início do mês e 3,3 GWh no fim do mês.

(3) Inclui 2,7 GWh armazenados no açude do Poio no início do mês e 2,7 GWh no fim do mês.

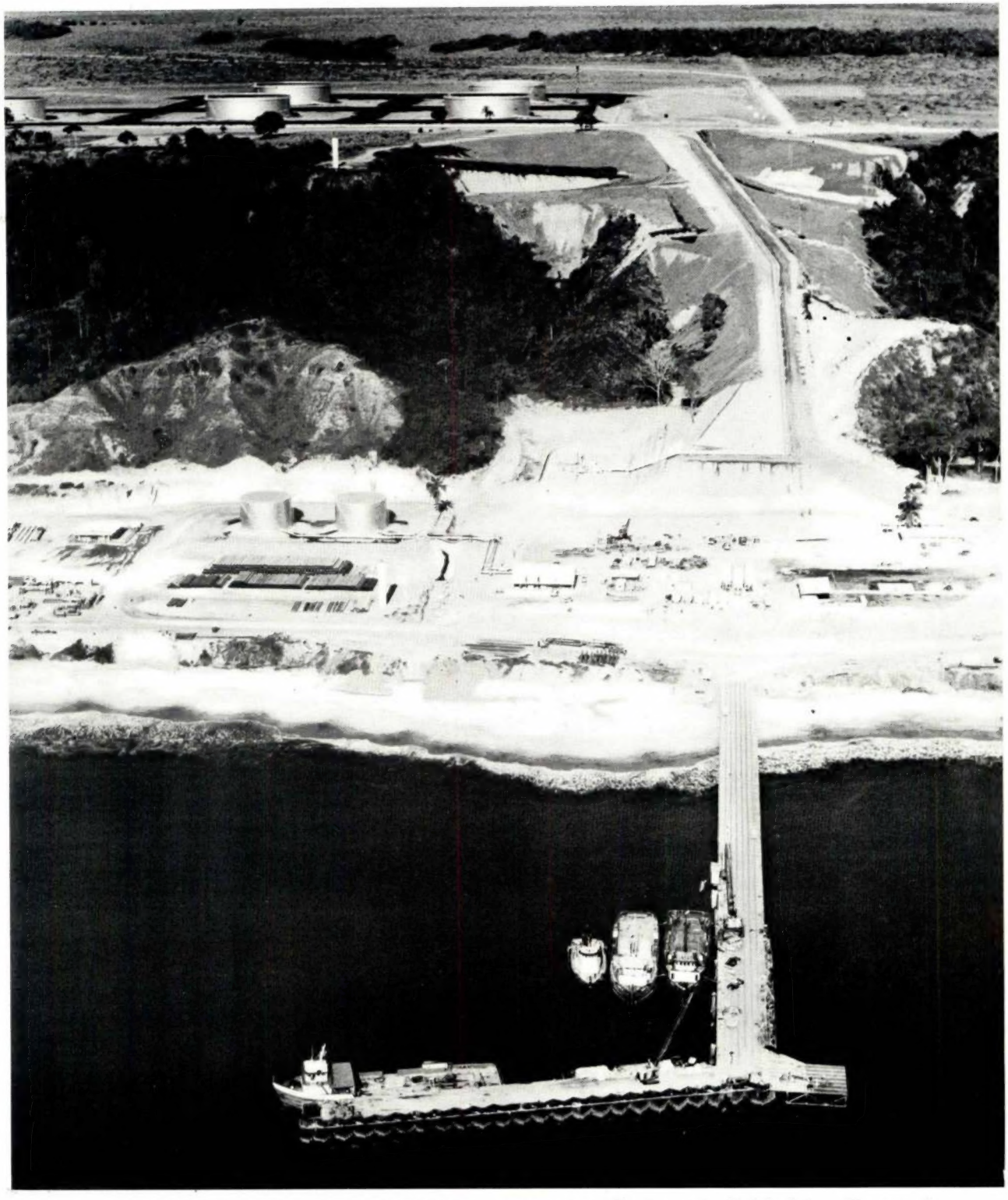
(*) *Elementos extraídos das estatísticas mensais do Repartidor Nacional de Cargas (R. N. C.). As produções e os consumos das empresas do R. N. C. representam cerca de 94 % dos totais do País.*

CONSTRUÇÕES TÉCNICAS, LDA.

PRAÇA DO MUNICÍPIO, 13-3º TELEF. 366506 LISBOA 2 • DELEGAÇÕES: CABO VERDE · ANGOLA · MOÇAMBIQUE

INDÚSTRIA NACIONAL DE PAPEL - INAPA — Setúbal (Mitrena) — Instalações para a grande máquina de papel.

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA
OBRAS MARÍTIMAS E PORTUÁRIAS
SILOS E CHAMINÉS
FUNDAÇÕES ESPECIAIS
PONTES E VIADUTOS
CONSTRUÇÕES INDUSTRIAIS



CABINDA GULF OIL COMPANY — Malembo (Enclave de Cabinda) — Ponte-cais e cortina de abrigo (estruturas metálicas); fundações diversas para 5 reservatórios, oleodutos, etc.

CONSTRUÇÕES TÉCNICAS, LDA.

PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA
OBRAS MARÍTIMAS E PORTUÁRIAS
SILOS E CHAMINÉS
FUNDAÇÕES ESPECIAIS
PONTES E VIADUTOS
CONSTRUÇÕES INDUSTRIAIS

C. D. U. 536.2 : 539.23

CONDUÇÃO DO CALOR EM REGIME NÃO PERMANENTE, DE UM FILME PARA DOIS MEIOS SEMI-INFINITOS

por SILVESTRE DIAS ANTUNES
Bolseiro da Universidade de Luanda
no Núcleo de Estudos de Eng. Mecânica *

RESUMO

Estuda-se a evolução no tempo, da temperatura de um filme condutor, quando aquecido por efeito Joule, no caso do calor gerado ser transmitido apenas por condução aos dois meios semi-infinitos que o envolvem.

Admite-se como constante a quantidade de calor gerado por unidade de tempo, em cada unidade de superfície, e considera-se a existência da inércia térmica do filme.

SYNOPSIS

It is developed a theoretical method of calculation of the temperature from a film heated by an electrical current, with uniform power Q per unit of surface.

The heat is transferred from the film to the two semi-infinite mediums by conduction, considering the thermal capacity of the film.

0. — NOMENCLATURA

A — capacidade calorífica do filme, referida à unidade de superfície (inércia térmica do filme)
B — constante definida em (4.12)
C_n ($n \varepsilon$ inteiros) — constantes de integração
$\operatorname{erf} x = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x \exp(-u^2)\, du$ — «error function»
$\operatorname{erfc} x = 1 - \operatorname{erf} x$
exp ( ) — função exponencial
$\mathcal{L}[\ ]$ — transformada de Laplace
$\mathcal{L}^{-1}[\ ]$ — transformada de Laplace inversa
p — variável complexa da transformada de Laplace
Q — quantidade de calor gerado no filme, em cada unidade de superfície e por unidade de tempo
t — tempo
T — temperatura
α — coeficiente de difusidade térmica
k — coeficiente de condutibilidade térmica
δ — espessura do filme
$\Theta(x,t) = T - To$ — acréscimo de temperatura desde o instante inicial, até ao instante t
$\Theta(x,p) = \mathcal{L}[\Theta(x,t)]$ — transformada de Laplace de $\Theta(x,t)$
$\Theta^*(x,t) = \lim_{A \to o} \Theta(x,t)$ — acréscimo de temperatura desde o instante inicial até ao instante t, quando se despreza a existência de capacidade calorífica ($A \to o$)

índices:

o — instante inicial
1, 2, 3 — meios que constituem o sistema

---

* Laboratório de Termodinâmica Aplicada — Departamento de Eng. Mecânica — I. S. T.

1. — INTRODUÇÃO

No âmbito do programa de actividades do Laboratório do N. E. E. M., no estudo de técnicas de medida da condutibilidade térmica de materiais, surgiu o problema da transmissão de calor, por condução, em regime transiente, de um filme para dois meios semi-infinitos. Como, na bibliografia consultada se não encontrou qualquer solução para o problema estudado, apresentam-se a seguir as conclusões a que se chegou.

2. — MODELO. HIPÓTESES

Um filme condutor, plano e infinito, separa dois meios semi-infinitos, homogéneos e isótropos, de materiais de natureza diferente.

Pretende estudar-se a condução do calor gerado no filme por efeito Joule, para os meios que o cercam, para o que se considera um modelo unidimensional, de direcção característica perpendicular ao plano do filme.

O sistema constituído pelo filme e pelos dois meios semi-infinitos é fìsicamente caracterizado pelas seguintes hipóteses:

H.1 — no instante inicial a temperatura é uniforme em todo o sistema;
H.2 — os coeficientes térmicos dos materiais são independentes da temperatura;
H.3 — o calor gerado no filme é transmitido apenas por condução aos dois meios que o envolvem, nos quais se supõe não haver fontes de calor;
H.4 — nas superfícies de contacto não existe resistência térmica (contacto térmico perfeito);
H.5 — dada a pequena espessura do filme, e a grande condutibilidade térmica do material que o constitui, relativamente à dos materiais que o envolvem, admite-se como uniforme, em cada instante, a temperatura em todo o filme (hipótese esta que equivale a admitir como infinita a condutibilidade térmica do material do filme); e,
H.6 — a quantidade de calor gerado por efeito Joule, por unidade de tempo e de superfície, é constante, a partir do instante inicial.

3. — FORMULAÇÃO MATEMÁTICA

No sistema considerado a evolucão da temperatura em cada instante e em cada ponto rege-se pela equação do calor:

$$\frac{\partial \Theta}{\partial t} = \frac{k}{\rho c} \operatorname{lap} \Theta + \frac{Q}{\rho c} \tag{3.1}$$

em que:

$\Theta = T - To$ — acréscimo de temperatura do ponto considerado desde o instante inicial até ao instante t
k — coeficiente de condutibilidade térmica
ρ — massa específica
c — calor específico
$\alpha = \frac{k}{\rho c}$ — coeficiente de difusividade térmica
Q — calor gerado por unidade de volume e de tempo.

Considere-se o sistema de coordenadas definido na figura 1, então (3.1) escrever-se-á:

$$\rho c \frac{\partial}{\partial t} \Theta (x,t) = k \frac{\partial^2}{\partial x^2} \Theta (x,t) + Q (x) \tag{3.2}$$

Pretende determinar-se θ (x,t) condicionada pelas seguintes condições:

CONDIÇÕES INICIAIS

C.1 — Θ (x,o) = o qualquer que seja x (hipótese H.1) (3.3)

CONDIÇÕES AOS LIMITES (razões de ordem física)

C.2 — Θ (x,t) é contínua em todo o domínio de x, e em particular para x = o:

$$\lim_{x \to o^-} \Theta(x,t) = \lim_{x \to o^+} \Theta(x,t) = \Theta(o,t) \tag{3.4}$$

C.3 — Θ (x,t) é finita em todo o domínio de x, qualquer que seja $t \neq \infty$, e em particular para $x = \pm\infty$:

$$\lim_{x \to -\infty} \Theta(x,t) \text{ é finito se } t \neq \infty \tag{3.5}$$

$$\lim_{x \to +\infty} \Theta(x,t) \text{ é finito se } t \neq \infty \tag{3.6}$$

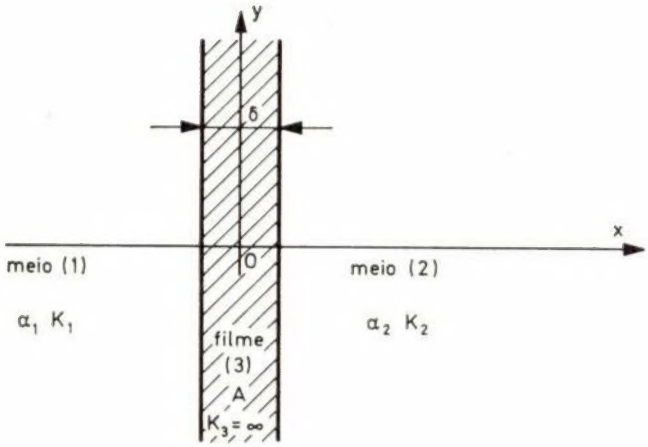


Fig. 1

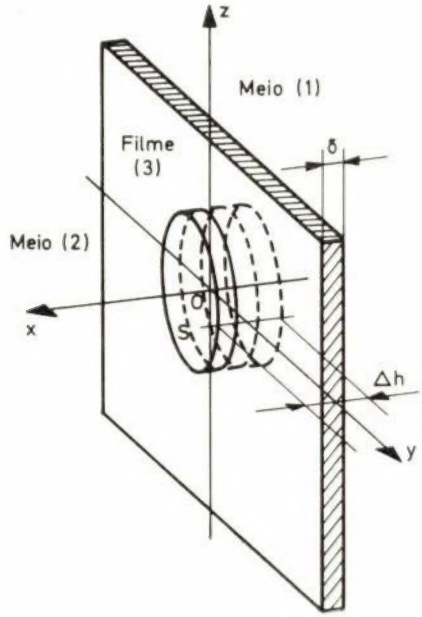


Fig. 2

Consideremos o elemento de volume representado na figura 2, constituído por um cilindro de geratrizes perpendiculares ao plano do filme e de secção recta S. Integrando a equação (3.1) no volume V definido pelo cilindro considerado, obtém-se a forma integral da equação do calor:

$$\int_V \rho c \frac{\partial \Theta}{\partial t} dV = \int_V k \operatorname{lap} \Theta \, dV + \int_V Q \, dV \tag{3.7}$$

e se a altura do cilindro se for reduzindo até que este coincida com um sector do filme, vejamos a forma que tomam cada um dos termos de (3.7).

Da definição de inércia térmica, vem:

$$\lim_{\Delta h \to \delta} \int_V \rho c \frac{\partial \Theta}{\partial t} dV = A S \left(\frac{\partial \Theta}{\partial t} \right)_{x=o} \tag{3.8}$$